



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**ANÁLISE ESTRUTURAL DA COBERTURA EM
MADEIRA DE UM ESTABELECIMENTO COMERCIAL**

LUCAS GOMES DE CASTRO

UBERLÂNDIA/MG, JULHO DE 2017

LUCAS GOMES DE CASTRO

**ANÁLISE ESTRUTURAL DA COBERTURA EM MADEIRA
DE UM ESTABELECIMENTO COMERCIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil (FECIV), da Universidade Federal de Uberlândia como requisito exigido para a conclusão do curso de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo

UBERLÂNDIA/MG, JULHO DE 2017

FOLHA DE ASSINATURAS

LUCAS GOMES DE CASTRO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PRIMEIRO SEMESTRE DE 2017

Através do termo de compromisso firmado entre mim, Lucas Gomes de Castro – aluno do Curso de Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, fica firmada a realização da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo

Uberlândia, 25 de julho de 2017.

Assinaturas:

Lucas Gomes de Castro – Aluno

Prof. Dr. Francisco A. Romero Gesualdo
Professor Orientador

LUCAS GOMES DE CASTRO

**ANÁLISE ESTRUTURAL DA COBERTURA DE UM
ESTABELECIMENTO COMERCIAL FEITO EM MADEIRA.**

Trabalho de Conclusão de Curso, requisito parcial
para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia
Civil, da Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Uberlândia.

Aprovado em: ____/____/____

Banca Examinadora – Assinaturas

Prof. Dr. Francisco A. Romero Gesualdo
(Orientador)

Prof. Dr. André Luiz de Oliveira
(Examinador – UFU)

Prof. Jesiel Cunha
(Examinador – UFU)

Aluno: Lucas Gomes de Castro
(Autor)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Giovanni e Cristina, por terem me apoiado financeiramente, emocionalmente e terem me incentivado, estando do meu lado, em minhas decisões desde o começo da minha vida. Obrigado pelos ensinamentos, sou eternamente grato por tudo que fizeram por mim e me espelho em vocês em tudo o que faço.

Ao meu irmão, Gabriel, e familiares por todo o apoio dedicado a mim. Não estaria aqui se não houvesse pessoas que me amam e apoiam como vocês.

Ao meu professor orientador Francisco Antonio Romero Gesualdo pela orientação e toda dedicação ao meu trabalho, pela confiança a mim depositada, por toda ajuda e suporte oferecidos.

A todos os meus professores por toda contribuição com conhecimentos técnicos, experiências e valores, realmente fizeram diferença para a minha formação profissional e pessoal. Com toda certeza lembrarei e carregarei traços de cada um de vocês por toda vida.

E aos meus amigos, que muitas vezes me proporcionaram momentos de alegria e distração diante as dificuldades. E todos aqueles que de alguma maneira contribuíram direta ou indiretamente para a conclusão do meu curso.

Resumo

A madeira, por ser um material facilmente encontrado na natureza, é um material de construção civil utilizado desde os primórdios da humanidade e sempre teve diversas funções na engenharia civil, entre essas funções pode-se citar como estrutura de sustentação de telhados. A sua utilização e de seus subprodutos na construção civil vem crescendo consideravelmente nos últimos anos em todo o Brasil para diversas funções, não apenas em telhados. Isto se deve a crescente conscientização, ambiental e técnica de engenheiros e outros profissionais do ramo de construção civil do potencial da madeira e suas vantagens em relação a outros materiais como concreto e aço. Apesar de existir norma de dimensionamento de estruturas de madeira (ABNT NBR 7190:1997), ainda hoje é comum se executar estruturas de madeira sem a existência de projeto, relegando ao mestre de obra ou a um encarregado de carpintaria a execução da mesma. É o caso da estrutura de madeira analisada neste trabalho relativa a um estabelecimento comercial na cidade de Uberlândia. Embora a cobertura abrigue grande concentração de pessoas, foi executada sem um projeto estrutural. Foram verificadas as barras do arranjo estrutural seguindo os critérios de dimensionamento imposto por norma. Essa análise estrutural foi feita utilizando o programa computacional Gestrut.

Palavras chaves: telhado, madeira, verificação, dimensionamento.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos de um telhado.....	11
Figura 2 – Madeira Serrada.....	11
Figura 3 – Treliça Howe.....	13
Figura 4 – Faixas de Influência de nós de treliça plana	16
Figura 5 – Carga equivalente em projeção vertical.....	21
Figura 6 – Tipo de ligação convencional com chapa metálica	22
Figura 7 – Exemplo de contraventamento de uma cobertura.....	23
Figura 8 – Planta de Locação dos Pilares.....	24
Figura 9 – Treliça de madeira do estabelecimento.....	25
Figura 10 – Treliça de madeira do estabelecimento.....	25
Figura 11 – Trena métrica a Laser	26
Figura 12 – Dimensões das Treliças do Estabelecimento	27
Figura 13 – Tipo de telha utilizado na cobertura da estrutura.....	28
Figura 14 - Coeficientes de pressão externa para os telhados.....	35
Figura 15 – Representação dos coeficientes de pressão e ação resultante do vento 0° e 90° respectivamente.....	36
Figura 16 – Área de Influência para cada um dos pórticos.....	38
Figura 17 – Dados das Barras	40
Figura 18 – Pórtico da Edificação Gerado pelo Gestrut.....	42
Figura 19 – Forma como as ações foram inseridas atuando nas barras inclinadas no programa Gestrut.....	43
Figura 20 – Informações adicionais para o dimensionamento no Gestrut	44

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de Umidade.....	15
Tabela 2 – Dados das Telhas de Cobertura	28
Tabela 3 – Dimensões das Peças.....	29
Tabela 4 – Seções Transversais das treliças	30
Tabela 5 – Carregamento permanente.....	30
Tabela 6 –Valores Calculados.....	34
Tabela 7 – Coeficientes de Pressão Externa atuantes no telhado.....	35
Tabela 8 – Carregamento Permanente para um único pórtico	40
Tabela 9 – Carregamentos atuantes no pórtico	40
Tabela 10 – Coeficiente de Fluência	43

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	13
3 OBJETIVOS.....	23
4 EDIFÍCIO DE ESTUDO.....	23
4.1 MEDICAÇÃO DAS DIMENSÕES DA ESTRUTURA	26
4.2 CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS.....	27
4.2.1 CARREGAMENTO PERMANENTE	27
4.2.2 SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO	31
4.2.3 FORÇA DO VENTO	31
5 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS	37
6 Verificação da Estrutura.....	38
6. 1 Modificação dos dados	39
6. 2 Introdução dos dados no software	41
6. 3 Aplicação das Combinações.....	43
6. 3. 1 Estado Limite Último	44
6. 3. 2 Estado Limite de Utilização (Serviço).....	45
7 Análise dos Resultados.....	45
8 Considerações finais.....	47
REFERÊNCIAS	48

1 INTRODUCAO

A madeira, por ser um material facilmente encontrado na natureza, sempre teve diversas funções na engenharia civil. Ela pode ser utilizada para a construção de residências e edificações, como fôrmas e escoramentos e como estrutura de sustentação de telhados. Esta última utilização, é amplamente empregada não só no Brasil como no mundo todo.

Segundo Pfeil e Pfeil (2003), a madeira é um material de construção civil utilizado desde os primórdios da humanidade devido a sua grande oferta na natureza e sua relativa facilidade de manuseio e trabalhabilidade. Em relação a outros materiais feitos à base de cerâmica, concreto ou aço, por exemplo a madeira apresenta uma excelente relação, resistência/peso, e além disso possui um bom isolamento térmico. No entanto, a madeira está sujeita a sofrer ataques de fungos, cupins, broca, etc. e também a ação do fogo. Além disso, por ser um material natural pode apresentar defeitos que prejudiquem suas propriedades mecânicas. Entretanto, estes fatores negativos são facilmente superados com o uso de produtos químicos industriais de madeira convenientemente tratados, resultando em estruturas duráveis, com boa resistência mecânica e com características arquitetônicas interessantes e convenientes.

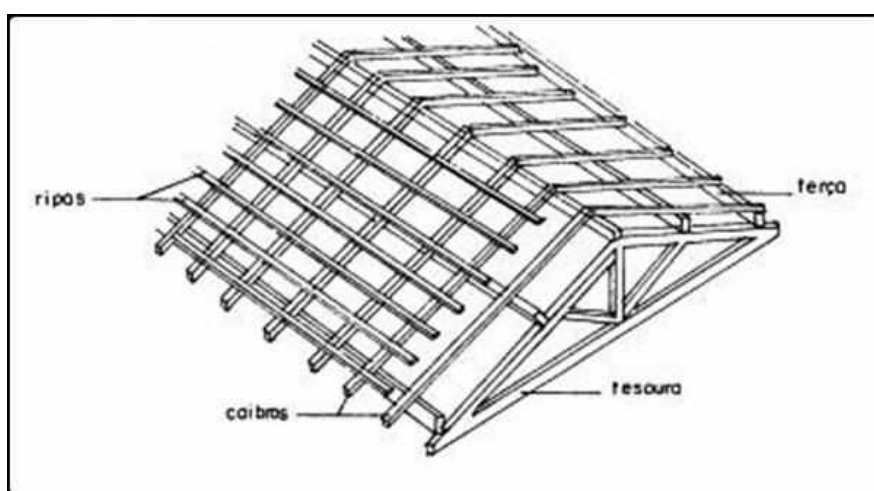
A utilização da madeira e seus subprodutos na construção civil vem crescendo consideravelmente nos últimos anos em todo o Brasil. Isto se deve a crescente conscientização, ambiental e técnica, de engenheiros e outros profissionais do ramo de construção civil do potencial da madeira e suas vantagens em relação a outros materiais como concreto e aço. A proposição da atual ABNT NBR 7190:1997 (Projeto de Estrutura de Madeira da Associação Brasileira de Normas Técnicas), teve uma grande importância para a inserção das estruturas de madeira nos mesmos critérios de dimensionamento das estruturas de concreto armado e metálicas, sendo mais um fato de auxílio no processo de disseminação do emprego estrutural de madeira (CALIL JR; LAHR; DIAS, 2003).

Os tipos de madeira utilizadas na construção civil podem ser divididos em duas grandes categorias: as madeiras maciças (bruta ou roliça, falquejada e serrada) e as madeiras industrializadas (compensadas, laminada/flanqueada/colada e recomposta). Sendo a madeira serrada o produto estrutural de madeira mais utilizado e comum na construção civil. A árvore é abatida,

preferencialmente em estações secas, e o seu tronco é cortado com serras de fitas garantindo dimensões padronizadas para o comércio, passando depois por um período de secagem, natural ou em alguns casos artificial (Pfeil; Pfeil, 2003).

Elementos de madeira utilizados em telhados como as tesouras, terças, ripas, caibros podem ser vistos na Figura 1. Esses elementos constituintes das terças e treliças são todos de madeiras do tipo serrada, como é mostrado na Figura 2.

Figura 1 – Elementos de um telhado



Fonte: MEIA COLHER (2017)

Figura 2 – Madeira Serrada



Fonte: ARBORIZAR (2017)

De acordo com Pfeil e Pfeil (2003), as propriedades físicas e mecânicas das espécies de madeira, por serem muito variadas, são determinadas seguindo a ABNT NBR 7190:1997 por meio de ensaios padronizados em amostras sem defeitos (para se obter resultados mais condizentes com a realidade). Para a caracterização completa da madeira para uso em estruturas, várias propriedades como resistência a compressão, tração e cisalhamento, módulo de elasticidade e densidade básica devem ser determinadas por meio desses ensaios padronizados.

Segundo Calil Jr, Lahr e Dias (2003), qualquer oficina de carpintaria, através de tabelas e regras práticas pode “dimensionar” uma estrutura principal de um telhado, no entanto esse fato não é o ideal, pois por mais que os profissionais tenham uma boa intenção, eles na maioria dos casos não possuem o conhecimento técnico e muitas vezes trabalham com equipamentos ultrapassados e mão-de-obra pouco qualificada o que prejudicam a qualidade final das peças de madeira.

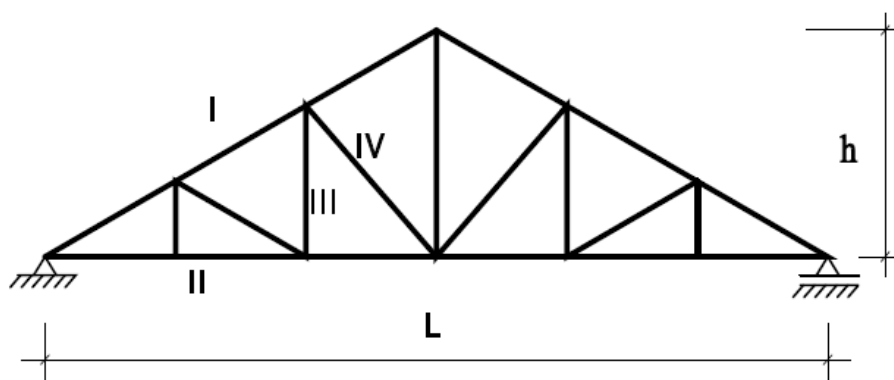
Por outro lado, hoje não é mais possível aceitar, mesmo em obras de pequeno porte como casas de apenas um pavimento, executar-se um telhado de madeira sem projeto como foi feito por muito tempo no mundo todo em que se relegava aos cuidados do mestre de obra e ou um encarregado de carpintaria a execução do telhado. A economia com que alguns construtores executam os telhados residências chegou ao ponto de suprimir as tesouras, pois apoiam as terças diretamente sobre as paredes divisórias e perimetrais da construção. Essa solução não é recomendada pois pode trazer danos futuros para a edificação (MOLITERNO, 2010).

Desta maneira, o presente trabalho tem por finalidade apresentar uma análise estrutural de um telhado, com a estrutura principal e secundária de madeira, de um estabelecimento comercial localizado na cidade de Uberlândia. Verificando se as barras das treliças/tesouras do mesmo atendem aos critérios de dimensionamento imposto pela ABNT NBR 7190:1997. Essa análise estrutural será realizada utilizando o programa computacional Gestrut desenvolvido pelo professor Francisco Gesualdo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Uma grande variedade de sistemas estruturais de madeira pode ser observada na construção civil atualmente. Pequenos pórticos de um pavimento para barracão e pórticos de vários andares para grandes edificações, além de arcos e abóbodas são exemplos de sistemas estruturais adotados para estruturas de madeira. No entanto, provavelmente o sistema estrutural de madeira mais tradicional e comum seja o sistema treliçado utilizado em coberturas/telhados tanto em residências quanto em comércios, indústrias, pontes e até edifícios. A treliça Howe, mostrada na Figura 3, é a mais disseminada e conhecida para uso em madeira (PFEIL; PFEIL, 2003).

Figura 3 – Treliça Howe



Fonte: GESUALDO (1999)

Segundo Gesualdo (1999), as barras recebem denominações diferentes de acordo com a sua posição, função e dos esforços atuantes. Segundo as indicações da Figura 3, tem-se:

- I - Banzo superior;
- II - Banzo inferior, linha tirante;
- III - Montante ou pendural;
- IV - Diagonal ou escora.

O nome telhado se deve ao uso de telhas nas partes superiores das edificações, mas apesar de ser o mais usado no dia a dia, nem todo o sistema de proteção superior de uma construção,

necessariamente, constitui-se de um telhado como, por exemplo, lajes com espelho d'água, terraços ou até jardins suspensos. O telhado compõe-se de duas partes principais: cobertura (telhas) e conjunto de elementos estruturais para a sustentação da cobertura, que na maioria dos casos é de madeira ou metálica (MOLITERNO, 2010).

A cobertura tem a função de proteger a edificação das intempéries (chuva, poeira, sol, ventos, neve, temperaturas extremas), suportando os esforços nela atuantes ao longo de toda a sua vida útil. O desempenho estrutural, térmico e acústico, o nível de segurança térmico contra incêndio, a funcionalidade e acessibilidade, e as condições de durabilidade e possibilidade de manutenção são aspectos importantíssimos que devem ser observados na avaliação, e escolha de um tipo de cobertura adequado (CALIL JR; MOLINA, 2010).

De acordo com Calil Jr. e Dias (1997), a função estrutural da treliça de apoio é receber e transferir as ações do madeiramento de suporte das telhas (ripas, caibros e terças) para o restante da estrutura de modo seguro e econômico, aliando a arquitetura e as condições de carregamento.

Segundo Calil Jr, Lahr e Dias (2003), para peças principais isoladas, como vigas e barras longitudinais das treliças, a área mínima das seções transversais deve ser de 50 cm^2 e a espessura mínima de 5 cm. Já para peças secundárias, esses limites diminuem para 18 cm^2 e 2,5 cm, respectivamente. E quando são utilizadas peças múltiplas, principais ou secundárias, as áreas mínimas ser de 35 cm^2 e 18 cm^2 respectivamente enquanto as espessuras mínimas de 2,5 cm e 1,8 cm.

Seguindo as convenções da norma europeia (EUROCODE 5), a ABNT NBR 7190:1997 introduziu um sistema de Classes de Resistência para ajudar na simplificação e especificação da madeira a ser utilizada ainda na fase de projeto. Não é necessário adotar uma madeira específica, que varia muito em resistência dependendo da espécie, disponibilidade no comércio e da região da edificação a ser construída. Assim basta o proprietário, engenheiro responsável e ou fornecedor da madeira tomarem como base a classe de madeira adotada no projeto inicialmente. A tabela com as classes de resistência definidas na ABNT NBR 7190:1997 estão reproduzidas no ANEXO A.

Para definir a classe de resistência da madeira que será utilizada, primeiramente é necessário definir a classe de umidade da madeira. Essas classes de resistência, segundo a ABNT NBR 7190:1997, tem por finalidade auxiliar no ajuste das propriedades mecânicas de resistência e rigidez da madeira em função das condições do ambiente onde serão localizadas as estruturas, essas classes podem ser determinadas analisando a Tabela 1.

Tabela 1- Classes de Umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{eq}
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

Fonte: ABNT NBR 7190:1997

A ABNT NBR 7190:1997 define que as peças de madeira devem ser classificadas em duas categorias. As peças podem ser classificadas como de primeira categoria, quando houver a aplicação de uma inspeção visual, verificação de defeitos, e também através de uma classificação mecânica que garante a homogeneidade da rigidez das peças que compõe o lote de peças de madeira. Já as peças de segunda categoria, são as peças que foram aplicadas somente uma classificação visual. A segunda categoria, é a mais comum de se encontrar no mercado, pois na maioria das vezes os fornecedores de madeira não têm condições econômicas nem técnicas de aplicar esses testes mecânicos nas peças de madeira.

De acordo com Calil Jr, Lahr e Dias (2003), o coeficiente k_{mod} , é definido em função de outros três fatores (k_1 , k_2 e k_3) e permite ajustar os valores da resistência característica da madeira em função da influência de fatores como a classe de carregamento, tipo de material empregado, da classe de

umidade e ainda da categoria da madeira utilizada. Os valores para (k_1 , k_2 e k_3) estão na tabela presente no ANEXO B enquanto que o valor de k_{mod} é obtido pela multiplicação de k_1 por k_2 por k_3 .

Segundo Calil Jr, Lahr e Dias (2003), para as verificações de segurança, o módulo de elasticidade, na direção paralela as fibras da madeira, deve ser tomado como pode ser visto na Equação 1. O valor de $E_{c0,m}$ pode ser definido pelo ANEXO A.

$$E_{co,ef} = K_{mod} \times E_{c0,m} \quad \text{Equação 1}$$

Sendo que:

$E_{co,ef}$: Módulo de elasticidade de dimensionamento, na direção paralela as fibras da madeira;

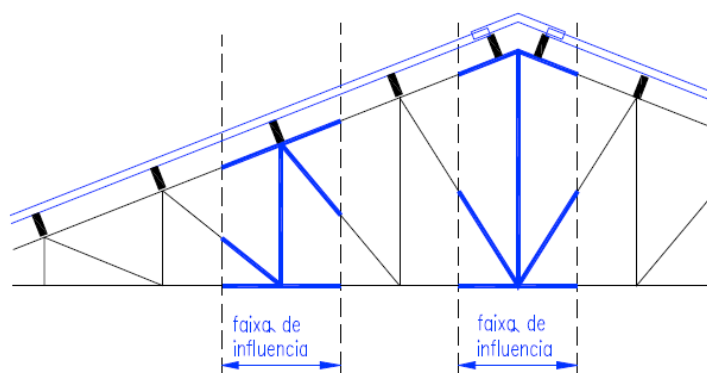
K_{mod} : coeficiente de modificação

$E_{c0,m}$: Módulo de elasticidade médio, na direção paralela as fibras da madeira;

Segundo Moliterno (2010), para determinação dos esforços internos atuantes nas barras que compõe as treliças planas, é necessário lançar mão das equações da estática, admitindo-se as seguintes condições: os nós serão considerados articulados (momento fletor nulo); todas as forças são consideradas atuantes nos nós; todas as barras são retilíneas e por fim, as treliças pertencem aos planos de atuação da força.

Com o conceito de faixa de influência, conforme representado na Figura 4, é possível se obter as ações que atuam sobre cada nó da treliça em questão. A faixa de influência é adotada como a soma das duas metades das distâncias entre os dois nós adjacentes. Sobre cada um destes nós atuam todas as forças devido ao peso próprio dos materiais existentes na faixa de influência: madeiramento (barras, ripas, caibros e terças), telhado, ação do vento, contraventamentos, ferragens (ligação), peças especiais e sobrecargas (GESUALDO, 1999).

Figura 4 – Faixas de Influência de nós de treliça plana



Fonte: GESUALDO (1999)

Em um primeiro momento, as estruturas de madeiras eram dimensionadas através de um critério baseado no método das tensões admissíveis (comparação entre a tensão solicitante e a tensão resistente). No entanto, com o passar dos anos, o avanço dos métodos computacionais e da tecnologia de materiais, permitiu serem adotados critérios baseados no método dos estados limites (estado limite último e estado limite de utilização) (PFEIL; PFEIL, 2003).

De acordo com Calil Jr, Lahr e Dias (2003), as hipóteses de segurança consistem basicamente nos estados que, se superados, comprometem o desempenho estrutural adequado das construções. Podem ser estados limites últimos (ELU) e estados limites de utilização (serviço) (ELS). Os primeiros, determinam a paralização, no todo ou em parte, do uso da construção. Já os de utilização, são estados que por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento de sua durabilidade.

A ABNT NBR 7190:1997 define que para os valores de coeficientes de ponderação, para os estados limites de utilização adota-se o valor de $\gamma_w = 1,0$. Enquanto que para verificação dos estados limites últimos, devem ser adotados os valores dos coeficientes de ponderação: $\gamma_{wc} = 1,4$, para a compressão e $\gamma_{wt} = 1,8$ para a tração e para o cisalhamento.

Os valores limites das deformações (flechas) podem ser adotados como valores sugeridos por norma, como limites de deformações para construções correntes, para vãos livres o valor limite é

de $L/200$, já para balanços, esse valor é de $L/100$. Quando a flecha for gerada por ações decorrentes ao peso próprio, estas poderão ser compensadas por contraflechas, desde que não seja superior à relação $L/300$ (peças bi-apoiadas) ou $L/150$, para o caso de balanços. O cálculo das flechas pode ser feito utilizando o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) (GESUALDO, 1999).

Um carregamento é definido pelo conjunto das ações que tem probabilidade, não desprezível, de ocorrer simultaneamente. Em cada tipo de carregamento, as ações devem ser combinadas afim de se determinar os efeitos mais desfavoráveis para a edificação. A classe de carregamento de qualquer combinação de ações é definida pela duração acumulada prevista para a ação variável tomada como principal na combinação. As classes de carregamento são: Permanente, Longa Duração, Média Duração, Curta Duração e Instantânea (CALIL JR; LAHR; DIAS, 2003)

A ação permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura. Na determinação do seu peso próprio, os elementos de madeira devem considerados com um teor de umidade de 12%. Admite-se na ausência de determinação experimental específica e exata, adotar o valor de densidade aparente estipulado para a classe de resistência a que pertence a madeira seguindo a ABNT NBR 7190:1997 (CALIL JR; MOLINA, 2010).

De acordo com Moliterno (2010), quando uma estrutura é submetida ao caminho de fluxo de um fluido, muitos fenômenos variados acontecem. Forças aerodinâmicas de intensidade e direções variáveis atuam sobre a edificação. A norma ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações, fornece diretrizes para se determinar forças devidas ao vento em edificações.

Segundo a ABNT NBR 7190:1997 as combinações de carregamentos para estados limites últimos (ELU) podem ser feitas pela Equação 2 e 3. Já para o estado limite de serviço, nas construções correntes, as verificações de segurança são feitas admitindo apenas os carregamentos usuais, correspondente as combinações de longa duração e é obtida pela Equação 5. Os valores de combinação e utilização são definidos de acordo com o ANEXO D e os coeficientes de ponderação indicados no ANEXO C.

Primeiro caso: ação permanente e seus efeitos dinâmicos como ação variável principal:

$$F_d = \sum \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_Q [Q_k + \psi_{0w} W_k]$$

Equação 2

Onde:

F_d : Valor de cálculo da ação da combinação de carregamento;

γ_{Gi} : Coeficiente de ponderação para o carregamento permanente;

G_{ik} : Ação permanente;

γ_Q : Coeficiente de ponderação para a sobrecarga;

Q_k : Sobrecarga;

ψ_{0w} : Fator de ponderação e combinação para a ação do vento;

W_k : Ação do Vento;

Segundo caso: vento como ação variável principal:

$$F_d = \sum \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_Q [0,75 W_k + \psi_{0Q} Q_k]$$

Equação 3

Onde:

F_d : Valor de cálculo da ação da combinação de carregamento;

γ_{Gi} : Coeficiente de ponderação para o carregamento permanente;

G_{ik} : Ação permanente;

γ_Q : Coeficiente de ponderação para a sobrecarga;

W_k : Ação do Vento;

ψ_{0w} : Coeficiente de ponderação e combinação para a ação da sobrecarga;

Q_k : Sobrecarga;

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k}$$

Equação 4

Onde:

$F_{d, \text{útil}}$: Valor de cálculo da ação da combinação de carregamento;

$F_{Gt, k}$: Ação devido ao carregamento permanente;

Ψ_{2j} : Coeficiente de ponderação e combinação para a ação da sobrecarga;

$F_{Qj, k}$: Ação devido à sobrecarga;

Segundo Calil Jr, Lahr e Dias (2003), a ocorrência de elementos tracionados axialmente se dá sobretudo em treliças. Nessas barras deve-se ser verificado o ELU de resistência a tração, a condição de segurança é definida pela Equação 5.

$$\sigma_{td} = \frac{Nd}{A_{útil}} \leq f_{t0,d}$$

Equação 5

Onde:

σ_{td} : valor de cálculo atuante de tensão de tração;

N_d : valor de cálculo do esforço de tração

A : área útil da seção transversal da peça;

$f_{t0,d}$: valor de cálculo de resistência a tração paralela as fibras, igual a $f_{c0,d} = (k_{mod} \times f_{c0,k}) / \gamma_{wc}$.

Ainda de acordo com Calil Jr, Lahr e Dias (2003), a solicitação de compressão axial pode também ocorrer em barras de treliças, pilares e contraventamentos. Apenas se a peça possui índice de esbeltez (λ) menor que 40 ela será dimensionada para compressão simples. A verificação pode ser feita pela Equação 6.

$$\sigma_{c0,d} = \frac{Nd}{A} \leq f_{c0,d}$$

Equação 6

Onde:

$\sigma_{c0,d}$: valor de cálculo atuante de tensão de compressão;

N_d : valor de cálculo do esforço de compressão;

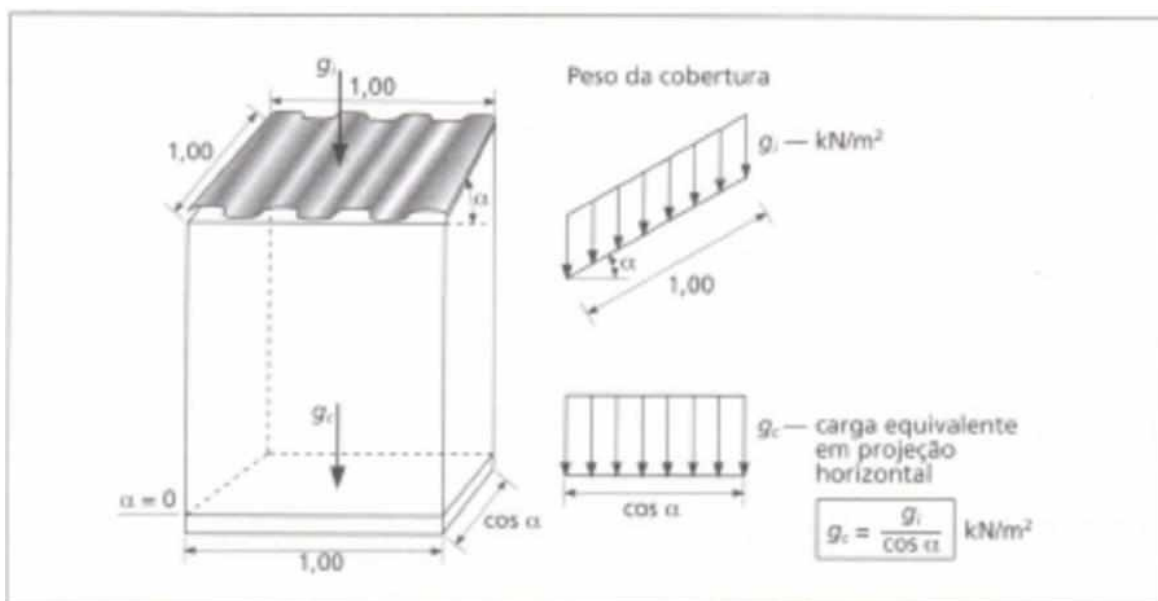
A : área útil da seção transversal da peça;

$f_{c0,d}$: valor de cálculo de resistência à compressão paralela

Já as peças medianamente esbeltas ($40 \leq \lambda \leq 80$) e as peças esbeltas ($\lambda > 80$) deverão ter suas estabilidades verificadas, como sendo flexocomprimidas (CALIL JR; LAHR; DIAS, 2003).

Devido a inclinação do telhado, o mesmo se localiza em um plano inclinado com a horizontal. Para simplificação do cálculo, costuma-se considerar a ação permanente atuando em projeção em planta. Portanto, é necessário dividir a força do peso próprio pelo cosseno do ângulo de inclinação do telhado, como representado na Figura 5 (MOLITERNO, 2010).

Figura 5 – Força equivalente em projeção vertical



Fonte: MOLITERNO (2010)

As peças de madeira bruta, antes de serem serradas, têm o comprimento limitado pelo tamanho das árvores e pelos seus meios de transporte (caminhos, trens). Assim, elas são geralmente comercializadas com comprimentos entre 4 m e 5 m. No entanto, na maior parte das estruturas, são necessárias peças com comprimentos maiores que esses comercializados, assim, as peças das

estruturas, são ligadas entre si, utilizando-se diversos dispositivos. Os principais tipos de ligação são: colagem, pregos, grampos, braçadeiras, pinos, parafusos, conectores metálicos, tarugos e entalhes, na Figura 6 pode ser vista um exemplo comum de ligação utilizada em treliças de madeira (PFEIL; PFEIL, 2003).

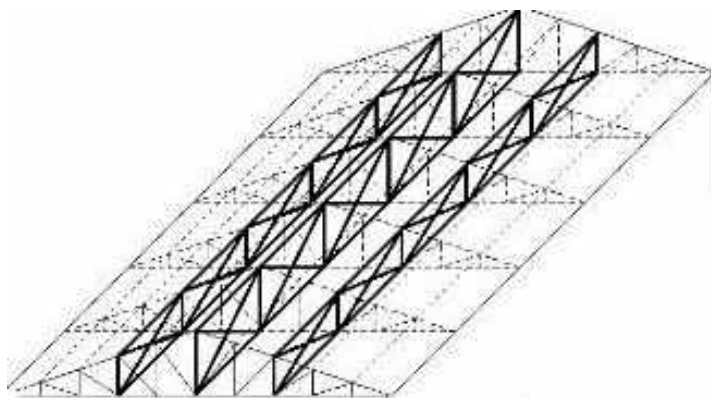
Figura 6 – Tipo de ligação convencional com chapa metálica



Fonte: CULTURA MIX (2017)

Uma estrutura de cobertura precisa ser estável para ações que atuam tanto na direção vertical, quanto na horizontal. Assim em alguns casos, é necessário acrescentar elementos que permitam criar uma estabilidade estrutural desejada na cobertura da edificação. Essa estabilidade pode ser atingida com a adição de barras de travamento na direção perpendicular aos planos das tesouras. Essas barras são chamadas de estruturas de contraventamento Figura 7 (CALIL JR; MOLINA, 2010).

Figura 7 – Exemplo de contraventamento de uma cobertura



Fonte: LOGDSON (2002)

3 OBJETIVOS

Os principais objetivos deste trabalho são:

- Analisar o comportamento estrutural de uma estrutura de madeira de um estabelecimento comercial;
- Verificar se a estrutura em análise atende e respeita a norma da ABNT NBR 7190:1997 que é a norma para estruturas de madeiras em vigor no Brasil;
- Apresentar sugestões para um melhor desempenho da estrutura analisada.

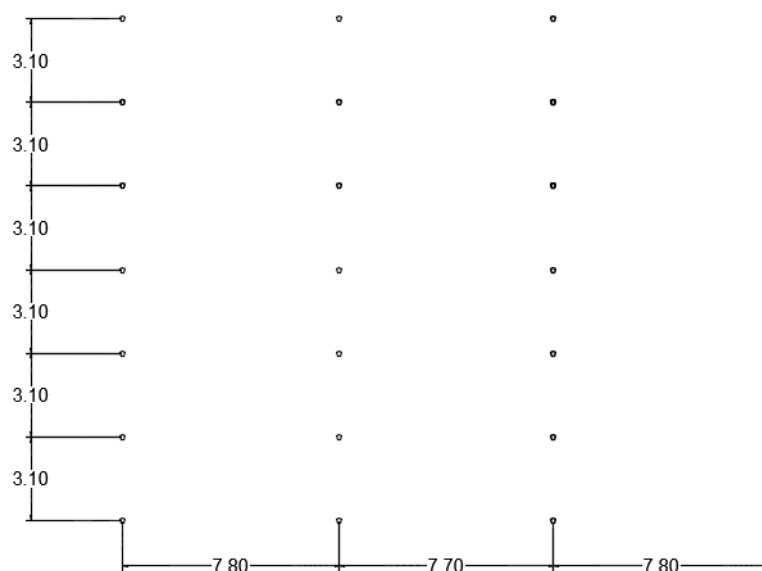
4 EDIFÍCIO DE ESTUDO

O edifício escolhido para a realização da análise é um estabelecimento comercial do ramo alimentício e de entretenimento (bar/restaurante/casas de shows), localizado na cidade de Uberlândia. A edificação possui quase 20 anos e apresentou pequenas reformas e ampliações durante esse período.

A edificação é composta por 28 pilares de eucalipto de madeira roliça que apoiam uma estrutura formada por peças de madeira serrada. A cobertura é feita por telhas cerâmicas. Cada pilar possui

cerca de 25 cm de diâmetro distando entre si 7,70 m ou 7,80 m, como pode ser visto na Figura 7. O estabelecimento é aberto em três de suas quatro faces laterais, um dos lados é fechado pois é destinado a cozinha, banheiros e escritório do estabelecimento, que estão localizados em uma estrutura secundária nos fundos da edificação. Considerando os beirais do telhado, em planta o telhado do estabelecimento tem dimensões de (25×20) m.

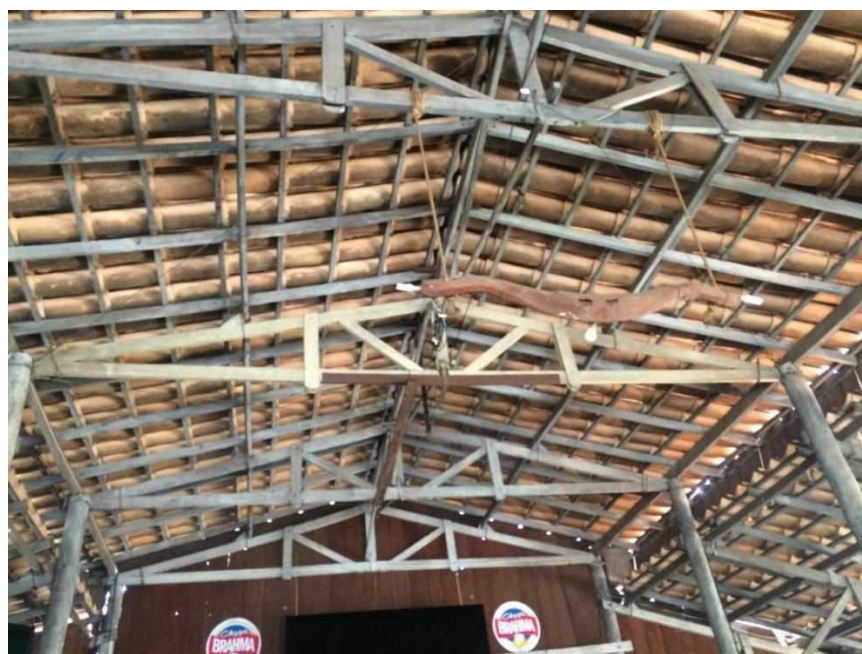
Figura 8 – Planta de Locação dos Pilares



Fonte: AUTOR (2017)

O estabelecimento em questão foi o escolhido pelo professor e aluno para ser o edifício de estudo, pois ele possui um telhado com estrutura em madeira com treliças de grandes vãos. As treliças constituintes do estabelecimento são apresentadas na Figura 9 e Figura 10. Houve o consentimento dos proprietários em relação a este estudo de caso. Assim, teve-se livre acesso ao local para a tomada das dimensões das barras e vãos necessários para realização deste estudo.

Figura 9 – Trelça de madeira do estabelecimento



Fonte: AUTOR (2017)

Figura 10 – Trelça de madeira do estabelecimento



Fonte: AUTOR (2017)

4.1 MEDIÇÃO DAS DIMENSOES DA ESTRUTURA

Com a definição da estrutura de análise, em seguida o aluno foi até o estabelecimento com um trena eletrônica e mediu as dimensões do estabelecimento e da estrutura do telhado. Para a medição, foram utilizadas trenas eletrônicas a laser, como a da Figura 11, mais rápidas e práticas para grandes dimensões do que as métricas. No entanto, para as pequenas distâncias também foi utilizada uma fita métrica para conferencia das distâncias, visto que as trenas a laser não apresentam uma boa precisão em pequenas distâncias, menores que 30 cm.

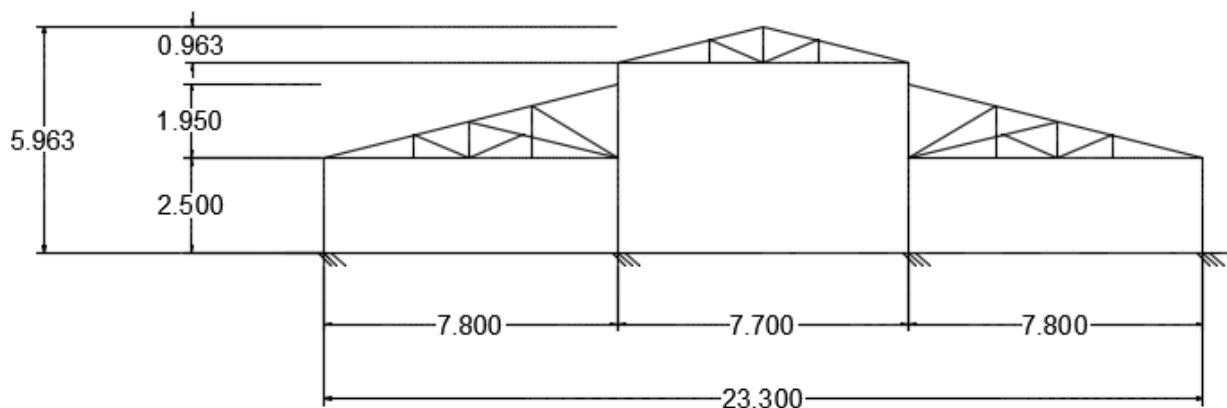
Figura 11 – Trena métrica a Laser



Fonte: TELHA NORTE (2017)

A parte central do telhado possui 7 terças com 7,7 m de vão livre no formato Howe. Distam em média 2,85 m entre si, onde o pendural do meio tem 0,965 m de altura. Já as duas partes laterais, de apenas uma água, são compostas por 7 treliças cada, que também distam 2,85 m uma da outra com 7,8 m de vão livre e 1,95 m de altura. Apesar de parecer, a parte central do telhado não pode ser considerada um lanternim pois ela é fechada, impedindo a passagem de ar. Essa parte central é apenas um detalhe da arquitetura da edificação. Basicamente, o estabelecimento escolhido é constituído por 7 pórticos, cada um distante 3,1 m entre si. As dimensões desse pórtico, bem como a disposição das barras das treliças, podem ser vistas na Figura 12.

Figura 12 – Dimensões das Treliças do Estabelecimento



Fonte: AUTOR (2017)

4.2 CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS

Para o cálculo dos carregamentos, alguns valores tiveram que ser adotados por estimativa para simplificação e objetividade dos cálculos conforme descrito a seguir.

4.2.1 CARREGAMENTO PERMANENTE

A ação permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura de cobertura (madeiramento mais telhas). Em alguns casos, é também considerado o forro, mas geralmente ele é dispensado, pois faz parte da estrutura da edificação e não do telhado em si (MOLITERNO, 2010).

Para a edificação do estabelecimento em análise, para a ação permanente foi adotado apenas o peso das telhas, peso da estrutura do telhado (ripas, caibros e terças), das treliças e peso das peças metálicas devido as ligações.

As telhas da cobertura são cerâmicas do tipo colonial branca/mesclada, como da Figura 13. O aluno não conseguiu entrar em contato com a empresa fabricante das telhas, assim não foi possível definir o peso exato da telha utilizada. Por isso, o aluno tomou de base um catálogo de uma empresa com uma telha com características e dimensões semelhantes com a telha utilizada no

estabelecimento. Analisando o catálogo desse fabricante, foi possível obter o peso de cada telha e o número de telhas por metro quadrado de telhado e a inclinação mínima recomendada. Assim, foi obtido o peso do telhado (apenas telhas), por metro quadrado de telhado. Os dados para as telhas, estão na Tabela 2.

Figura 13 – Tipo de telha utilizado na cobertura da estrutura



Fonte: TELHA GRILL JUNDIAÍ (2017)

Tabela 2 – Dados das Telhas de Cobertura

Tipo de Telha:	Telha cerâmica colonial
Inclinação %:	25
Peso (kg)/m²	60,00
Ângulo	14,04

Fonte: Autor (2017)

Para a estrutura do telhado, o proprietário do estabelecimento não soube informar exatamente qual madeira foi utilizada para os caibros, ripas, terças e para as treliças. Assim, considerou-se uma madeira de segunda categoria, serrada, dicotiledônia, classe de resistência C40, como sendo a madeira utilizada em toda a edificação.

Como o estabelecimento se localiza na cidade de Uberlândia, que possui uma umidade relativa do ar média em torno de 65%, pela Tabela 1, a classe de umidade considerada foi a 1.

De acordo com a ABNT NBR 7190:1997, na falta de determinação experimental específica, para o teor de umidade da madeira, permite-se adotar os valores da densidade aparente indicadas no ANEXO A, de acordo com a classe de resistência da madeira. Como a madeira adotada é uma dicotiledônea da classe C40, foi considerado uma massa específica aparente de 950 kg/m^3 .

As dimensões das seções transversais dos caibros, ripas e terças não puderam ser medidas com precisão. Assim, foram adotados tamanhos comerciais para essas peças. Foi verificado se as dimensões estavam na faixa de intervalo permitido pela tabela da ABNT NBR 14807 – Peças de madeira serrada: Dimensões, mostrada no ANEXO E.

As quantidades de cada tipo de peça, bem como os valores das dimensões das seções transversais podem ser vistos na Tabela 3.

Tabela 3 – Dimensões das Peças

Peça	Qtd.	Seção Transversal (cm)	
Terça	17	6,0	12,0
Caibro	20	6,0	8,0
Ripa	53	2,0	5,0

Fonte: Autor (2017)

Já para as treliças, as medidas das dimensões das peças (banzos inferiores e superiores, montantes e diagonais) foram medidas com a maior precisão possível, pois elas são os objetos em análise e que suportam e transferem o peso do telhado para os pilares da estrutura, as medidas das dimensões das seções transversais, bem como o tipo de cada seção, estão na Tabela 4. Os pendurais secundários, são seções dupla retangulares que distam 5 cm entre si, já todas as outras barras são peças únicas retangulares.

Apesar de algumas dificuldades para as medidas corretas serem obtidas, devido à altura da localização das treliças, com auxílio de uma escada e de alguns funcionários do estabelecimento, as dimensões foram medidas com sucesso. E com a massa específica da madeira adotada, foi possível obter o peso próprio para cada elemento das treliças constituintes do telhado.

Tabela 4 – Seções Transversais das treliças

	Tipo de Seção	Seção Transversal (cm)	
Banzo Inferior	Retangular	5,0	15,0
Banzo Superior	Retangular	5,0	15,0
Diagonais	Retangular	5,0	10,0
Montante 1	Retangular	5,0	15,0
Montante 2	Dupla	2,5	15,0

Fonte: Autor (2017)

De acordo com a ABNT NBR 7190:1997, nas estruturas pregadas ou parafusadas, que é o caso da estrutura do telhado em questão, o peso próprio das peças metálicas de união, ligação, pode ser estimado em 3% do peso do madeiramento. Assim, seguindo essa recomendação da norma, foi calculado o valor do carregamento devido as peças metálicas das ligações.

Na Tabela 5 estão os carregamentos calculados para as telhas, diversas partes do madeiramento e para as partes metálicas. Todos os valores são referentes ao peso próprio dos elementos constituintes do telhado para toda a estrutura.

Tabela 5 – Carregamento permanente (unidades: kN/m²)

Elemento	Peso Próprio
Telhado (Telhas)	0,618
Terça	0,047
Caibros	0,047
Ripas	0,020
Treliça	0,084
Peças Metálicas de Ligações	0,006
Total	0,822

Fonte: Autor (2017)

Como pode ser visto na Tabela 5, o valor total obtido para o carregamento permanente que atua na estrutura do telhado, foi de 0,822 kN/m².

4.2.2 SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO

A sobrecarga (carregamento variável), por sua vez, pode ser definido pelo peso da água absorvida pelas telhas (difícilmente supera 25% do peso das telhas) e pelo carregamento gerado devido a ação do vento (LOGDSON, 2002).

A ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas para o cálculo de estrutura de edificações, define como sobrecarga em coberturas o valor de 0,50 kN/m² para forros sem acesso de pessoas. Como a edificação em análise não possui forro, esse item foi desconsiderado.

No cálculo do carregamento permanente, o peso próprio das telhas adotado pelo aluno, já incluía a parcela referente ao peso da água absorvida, assim essa parcela variável do peso de absorção da água pelas telhas foi desprezada. Pelas características da edificação, não foram consideradas ações de carregamentos acidentais, tais como pontes rolantes e monovias. Portanto, apenas um carregamento variável de sobrecarga de 0,10 kN/m² para toda a estrutura, como recomendado pelo Professor Gesualdo.

4.2.3 FORÇA DO VENTO

Já para a ação do vento, de acordo com Logdson (2002), a ABNT NBR 6123:1988 considera que a força do vento se deve da diferença dos coeficientes de pressão nas faces opostas (externa e interna) das paredes e telhado da edificação em estudo. Essa força devido ao vento pode ser calculada pela Equação 7.

$$\Delta p = (C_{pe} - C_{pi}) \times q \quad \text{Equação 7}$$

Sendo (Equação 8):

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad \text{Equação 8}$$

E ainda, (Equação 9),

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad \text{Equação 9}$$

Sendo que:

Δp = diferença de pressão nas faces opostas (externa e interna);

C_{pe} = coeficiente de pressão externo;

C_{pi} = coeficiente de pressão interno;

q = pressão dinâmica, em kN/m^2 ;

V_k = velocidade característica do vento, em m/s;

V_0 = velocidade básica do vento, em m/s;

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator que considera a rugosidade do terreno e a altura (onde atua o vento);

S_3 = fator estatístico, que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação;

Assim, a primeira grandeza calculada foi o V_0 velocidade básica do vento. A ABNT NBR 6123:1988 adota, para a velocidade básica os valores apresentados no ANEXO F. Como a edificação se localiza na cidade de Uberlândia, no oeste do estado de Minas Gerais (Triângulo Mineiro), foi possível verificar que o estabelecimento se localiza entre as isopletas de 30 e 35 m/s, um valor mais preciso, necessitaria de uma interpolação, assim para, simplificação dos cálculos foi adotado como o valor da velocidade básica o de 35 m/s, por ser mais crítico.

Em seguida, foram calculados os três fatores S_1 (fator topográfico) S_2 e S_3 (fator estatístico) que influenciam no cálculo da velocidade característica do vento que atua na edificação em análise.

O primeiro fator, S_1 , esse coeficiente vale 1,0 para terrenos planos ou levemente acidentados, 0,9 para vales profundos, protegidos pelo vento, e sofre uma variação considerável para construções

em encostas de taludes e morros como pode ser visto no ANEXO G. Como a edificação se localiza em uma região de Uberlândia relativamente plana e pouco acidentada, o valor adotado para S_1 foi de 1,0.

Já o fator S_2 , de acordo com a ABNT NBR 6123:1988, em função do tipo de terreno que se localiza a construção, a rugosidade do terreno é separada em 5 categorias:

Categoria I – superfícies lisas de grandes dimensões;

Categoria II – terrenos abertos com poucos obstáculos;

Categoria III - terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros;

Categoria IV – terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados;

Categoria V – terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

O fator S_2 também considera a duração da rajada para que o vento englobe toda a estrutura. Nesse caso, a norma brasileira fornece três tipos de edificações:

Classe A – toda edificação que a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;

Classe B – toda edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;

Classe C – toda edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Com a altura da edificação, com quase 6 metros de altura, a categoria e a classe da edificação, Categoria IV (centro de Uberlândia) e Classe B (a maior dimensão possui 25 m), é possível finalmente definir o valor de S_2 utilizando a tabela no ANEXO H, e interpolando entre os valores obtidos para as alturas de 5 m e 10 m, o valor adotado foi o de 0,774.

Por fim, através da tabela no ANEXO I, foi possível determinar o S_3 da estrutura do estabelecimento analisado, que foi de 1,0 (edificação comercial com alto fator de ocupação).

Com os valores de V_0 , e os fatores (S_1 , S_2 e S_3) foi possível calcular, utilizando a Equação 9, a velocidade característica do vento, V_k , que atua na edificação. E por fim, com a Equação 8, calculou-se a pressão dinâmica, q , exercida pelo vento. Os valores calculados estão na Tabela 6.

Tabela 6- Valores Calculados

Velocidade Básica do vento, V_0 (m/s)	35,00
Fator Topográfico, S_1:	1,00
Rugosidade do Terreno, S_2	0,744
Fator Estatístico, S_3:	1,00
Velocidade característica do vento, V_k (m/s)	27,10
Pressão dinâmica do vento, q (kN/m²)	0,45

Fonte: Autor (2017)

Em seguida, foi calculado o coeficiente de pressão externo e interno (C_{pe} e C_{pi}). Essa parte do cálculo, de acordo com Moliterno (2010), é a parte mais empírica da quantificação do efeito do vento sobre estruturas. A norma é bastante vaga com relação a coeficientes de pressão para estruturas muito complexas. Ela remete ao óbvio, que seria a obtenção dos valores dos coeficientes por meio de ensaios de modelos de túneis de vento, o que na maioria das vezes é economicamente inviável. Assim é necessário/recomendado fazer adaptações que constam na norma para outros fins ou de artigos publicados sobre ensaios feitos em outras estruturas semelhantes, para ser possível obter valores mais práticos e condizentes com a realidade.

Para simplificação dos cálculos foi adotado que o telhado todo do estabelecimento analisado se trata de uma superfície de apenas duas águas planas. Foi desconsiderada a elevação da altura quando se inicia a treliça central da edificação. Assim, analisando a Tabela da ABNT NBR 6123:1988, presente no ANEXO J, com a inclinação do telhado de 25% que equivale a 14,05°, foi considerado 15°, finalmente foi possível calcular os coeficientes de pressão externo, para o vento a 0° e a 90°, apenas para o telhado da edificação em estudo. Os coeficientes de pressão externa, com o vento a 0° e a 90°, são mostrados na Tabela 7 e uma representação do telhado com a orientação do vento e os valores dos coeficientes para o vento atuando nas duas direções consideradas, pode ser visto na Figura 14.

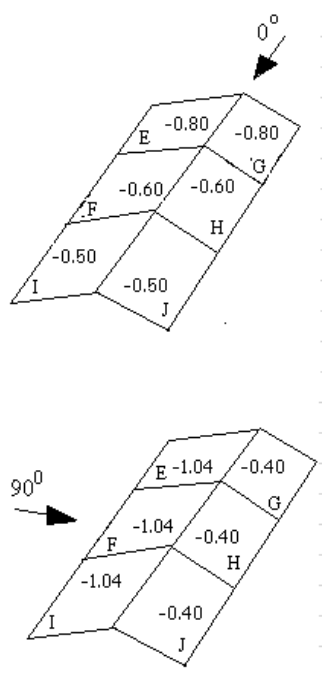
Como forma de conferência dos resultados calculados e para gerar as representações da ação do vento de forma mais rápida, foi utilizado o programa computacional Visual Ventos desenvolvido pelo professor Zacarias M. Chamberlain Pravia da Universidade de Passo Fundo.

Tabela 7 – Coeficientes de Pressão Externa atuantes no telhado

Vento a 0°		Vento a 90°	
EG	-0,80	EF	-1,04
FH	-0,60	GH	-0,40
IJ	-0,50		

Fonte: Autor (2017)

Figura 14 - Coeficientes de pressão externa para os telhados



Fonte: Autor (2017)

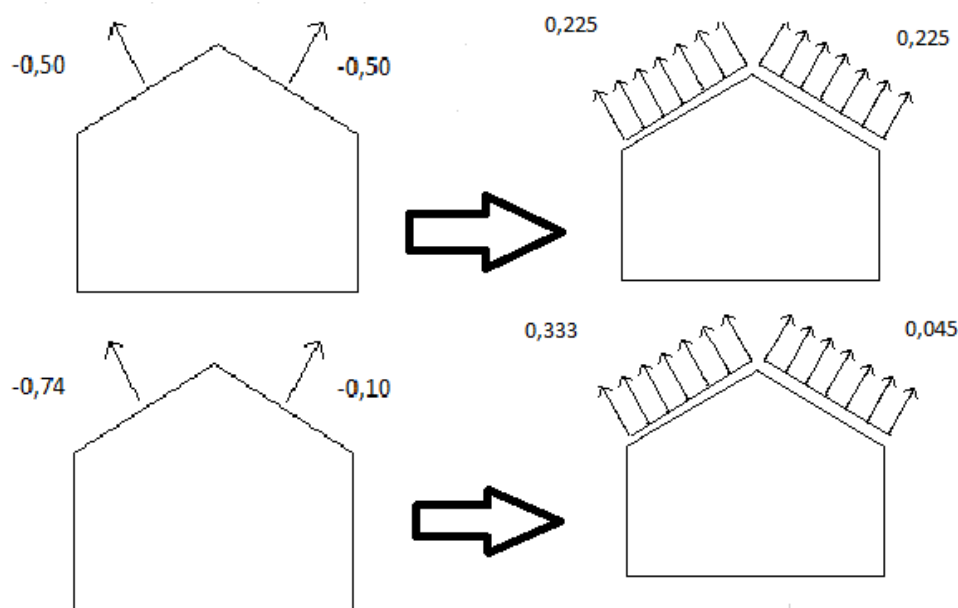
Já para a determinação do coeficiente de pressão interna, a ABNT NBR 6123:1988 não contempla uma situação semelhante e ou análoga à da estrutura do estudo, que no caso são três lados abertos e um fechado, praticamente impermeável. Assim analisando a norma para alguns casos parecidos e ainda por sugestão do professor Francisco Gesualdo, foi adotado como coeficiente de pressão interno para o telhado do estabelecimento o valor de - 0,3.

Finalmente, aplicando a Equação 10, foi possível obter os coeficientes de pressão atuantes no telhado da edificação analisada em cada uma das situações mais críticas. Usando a Equação 7, calculou-se os valores da pressão do vento para as duas direções de vento adotadas. Essas situações com os coeficientes de pressão resultantes, bem como com a ação resultante é mostrada na Figura 15.

$$C_p = (C_{pe} - C_{pi})$$

Equação 10

Figura 15 – Representação dos coeficientes de pressão e ação resultante do vento 0° e 90° respectivamente (ações em KN/m²)



Fonte: Autor (2017)

Como pode ser visto, para vento a 0° a ação resultante foi uma sucção simétrica para as duas águas do telhado do estabelecimento dada por 0,225 kN/m², já para vento a 90°, a resultante foi uma sucção assimétrica com a ação sendo maior no lado de barlavento (0,333 kN/m²) do que no lado de sotavento (0,045kN/m²).

Segundo Calil Jr e Molina (2003), a força estática oriunda do vento atua formando um ângulo de 90° com a superfície do telhado. A ação externa resultante do vento é transferida para estrutura transversal (treliça) através dos nós do banzo superior por meio de cargas concentradas aplicadas pelas estruturas longitudinais (terças).

Desde que o possível destelhamento da cobertura com telhas cerâmicas seja num local que não coloque em risco a integridade física de vida humanas, não é necessário a amarração das telhas, para inclinações menores que de 75%. No caso específico da cobertura com telhas cerâmicas, quando não amarradas ou fixadas por meio de pregos no madeiramento, a ação da sucção não tem significado, podendo ser desprezada. O que poderá acontecer durante uma forte ventania é um destelhamento de algumas partes ou até de todo telhado, permitindo a saída do fluxo de ar livremente, sem que ocorra danos estruturais para edificação (MOLITERNO, 2010).

E como a ação resultante do vento no telhado, para as duas direções adotadas, é de sucção, e a estrutura do estabelecimento se enquadra nas características do parágrafo acima, a ação do vento será desconsiderada, pois ela não influenciara em um aumento do carregamento na estrutura.

5 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS

Os recursos computacionais hoje disponíveis permitem ao engenheiro civil projetar, organizar, dimensionar, programar e orçar, de forma mais rápida, prática e até mais barata. Entretanto, o engenheiro deve fazer verificações e análises críticas dos resultados gerados por esses programas computacionais, não confiando cegamente nesses softwares. É preciso verificar se os resultados gerados condizem com a realidade e estão dentro do esperado.

Para o desenho das plantas e treliças da edificação de análise, assim como o desenho das representações das situações críticas para a ação do vento, foi utilizado o programa AutoCAD. Por ser um programa bastante comum na engenharia civil e o aluno apresentar relativo domínio sobre o mesmo, esse foi o software escolhido.

Já para análise estrutural, existem diversos programas computacionais disponíveis no mercado, como por exemplo o CAD\TQS. Já para análise de estruturas treliçadas de madeira, em duas ou três dimensões um programa simples, mas eficiente, é o GESTRUT que será o software utilizado

para análise da estrutura do estabelecimento em estudo em uma versão estudantil.

O programa computacional foi preparado para a análise de esforços e deslocamentos em estruturas planas ou tridimensionais. Inclui o traçado de diagramas de esforços e visualização gráfica de deslocamentos, mapeamento de esforços e dimensionamento de dois casos de estruturas. O cálculo de esforços e deslocamentos pode ser realizado barras de diversos materiais como concreto, aço, madeira, alumínio etc. Ao software interessa apenas os valores numéricos relativos às propriedades mecânicas das barras (GESTRUT, 2010).

Assim, utilizando o GESTRUT, a estrutura de madeira do estabelecimento foi gerada automaticamente a partir das coordenadas dos nós e incidência das barras. Os valores dos carregamentos foram gerados pelo programa, a partir da definição da geometria da estrutura. Cada uma das barras constituintes da treliça foi definida pela sua seção transversal e sua propriedade mecânica (referente ao tipo de madeira) utilizado no telhado da edificação.

Com todos esses dados informados e gerados, será finalmente possível verificar se a estrutura atende os critérios de dimensionamento impostos pela ABNT NBR 7190:1997. O programa computacional permite ao usuário simular o Estado Limite Último e o Estado Limite de Serviço, informando os valores das reações de apoio, dos máximos momentos fletores, cortante e normal para cada barra separada e ou para toda a estrutura, gerando também os diagramas para cada um desses esforços citados. É possível também verificar os deslocamentos sofridos por cada nó ou barra e até a matriz de rigidez da estrutura.

6 Verificação da Estrutura

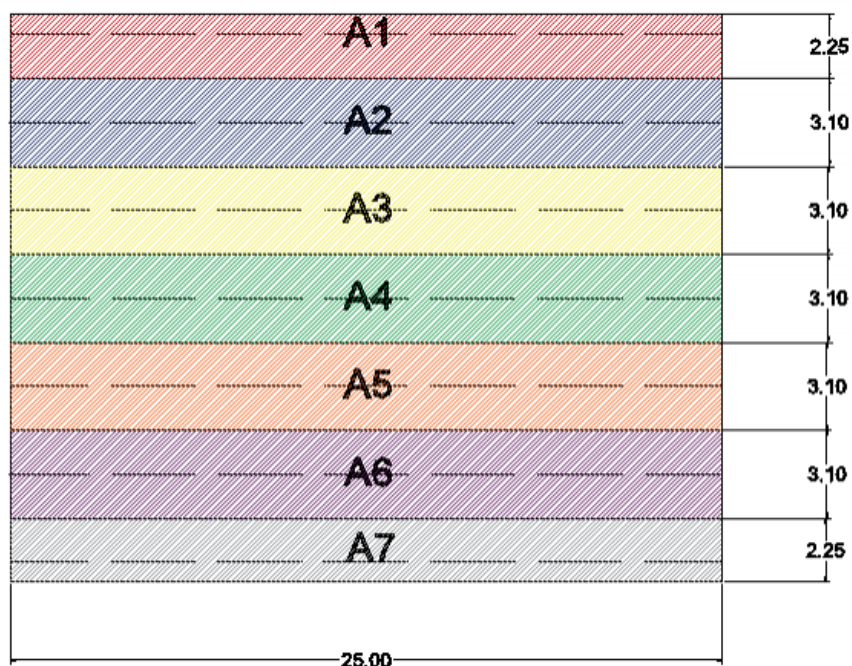
Finalmente, com todas as dimensões dos elementos estruturais obtidas, carregamentos atuantes calculados e usando o programa computacional GESTRUT, foi possível verificar se a estrutura do telhado da edificação atende aos critérios de dimensionamento imposto pela ABNT NBR 7190:1997.

6.1 Modificação dos dados

Embora a estrutura, como um todo, seja uma estrutura tridimensional, onde as estruturas principais estão interligadas por terças e outros elementos, por questões de simplificação e para tornar a análise mais objetiva, adotou-se o modelo convencional de estruturas planas, travadas nos pontos de interligação transversal entre estes planos.

Assim, como todos os 7 pórticos são iguais, optou-se por avaliar um dos pórticos bidimensionalmente com maior largura de influência definidas na Figura 16. O carregamento atuante nesse pórtico, foi considerado com sendo apenas o carregamento atuante na área de influência desse pórtico. Essa área de influência foi considerada como sendo a largura de todo o telhado com o comprimento sendo a distância entre o meio de vãos consecutivos entre as treliças, que no caso da estrutura analisada é de 3,1 m, as áreas de influência dos pórticos das extremidades são um pouco menores pois esses pórticos não possuem adjacentes em um dos lados, apenas os beirais. As representações dessas áreas de influência em planta, bem como suas respectivas dimensões estão na Figura 16.

Figura 16 – Área de Influência para cada um dos pórticos



Fonte: Autor (2017)

Como os pórticos são todos iguais, optou-se por analisar apenas um dos pórticos intermediários, (A2, A3, A4, A5 ou A6) mais críticos. Os carregamentos referentes a um único pórtico intermediário estão na Tabela 8.

Tabela 8 – Carregamento Permanente para um único pórtico (*unidades: kN/m²*)

Elemento	Peso Próprio
Telhado (Telhas)	0,618
Terça	0,047
Caibros	0,045
Ripas	0,020
Treliça	0,077
Peças Metálicas de Ligações	0,006
Total	0,814

Fonte: Autor (2017)

Outra adaptação necessária, foi a transformação do carregamento de kN/m² em um carregamento uniforme linear atuante no plano da treliça. Os valores da Tabela 8 foram multiplicados pela largura de influência do pórtico, no caso analisado é 3,10 m. Assim, carregamento em kN/m² foi transformado em kN/m. Os carregamentos atuantes no pórtico estão na Tabela 9.

Tabela 9 – Carregamentos atuantes no pórtico (*unidades: kN/m*)

CARREGAMENTO PERMANENTE (G)	2,52
SOBRECARGA (Q)	0,31

Fonte: Autor (2017)

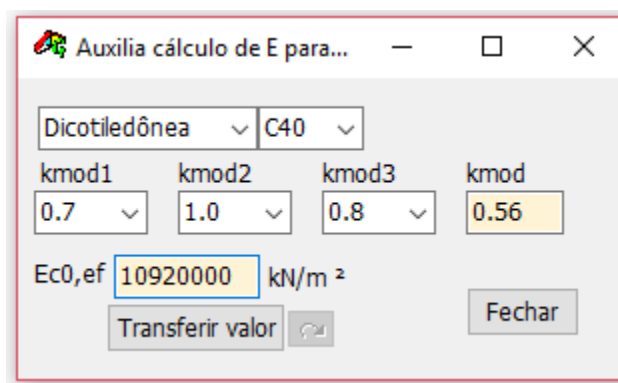
Com essas transformações e considerações adotadas, foi possível lançar os dados no software Gestrut.

6. 2 Introdução dos dados no software

Primeiramente, foi definido que o pórtico seria uma estrutura bidimensional e que as unidades de força seria kN e a de comprimento a unidade métrica. Em seguida foi necessário desenhar o pórtico do estabelecimento no programa computacional, O programa gera rapidamente, com apenas alguns dados, estruturas comuns como torres, treliça Howe, Pratt, e até cúpulas. No entanto como o pórtico do estudo é um tanto quanto peculiar e incomum, as informações dos nós para o desenho do mesmo tiveram que ser inseridas informados as coordenadas X, Y de cada um dos nós da estrutura. Essas coordenadas foram conhecidas, utilizando os dados do pórtico no Autocad. No total foram 34 nós que tiveram todas as suas coordenadas informadas ao programa pelo aluno.

Em seguida, foram informados os dados das barras que ligam os nós para a geração do pórtico. Nessa etapa já foram também informados os dados da seção transversal de cada uma das barras, assim como as informações das extremidades das barras, se elas são continuas ou articuladas. E também foi informado que todas as barras são madeiras da classe C40. O programa, utilizando as informações das tabelas dos ANEXOS A e B, definiu que o $K_{mod} = 0,56$ e o módulo de elasticidade na direção paralela as fibras $E_{c0,m} = 1092 \text{ kN/cm}^2$, como pode ser visto na Figura 17. No total foram geradas 57 barras, os dados de cada uma das barras estão na tabela do APÊNDICE A.

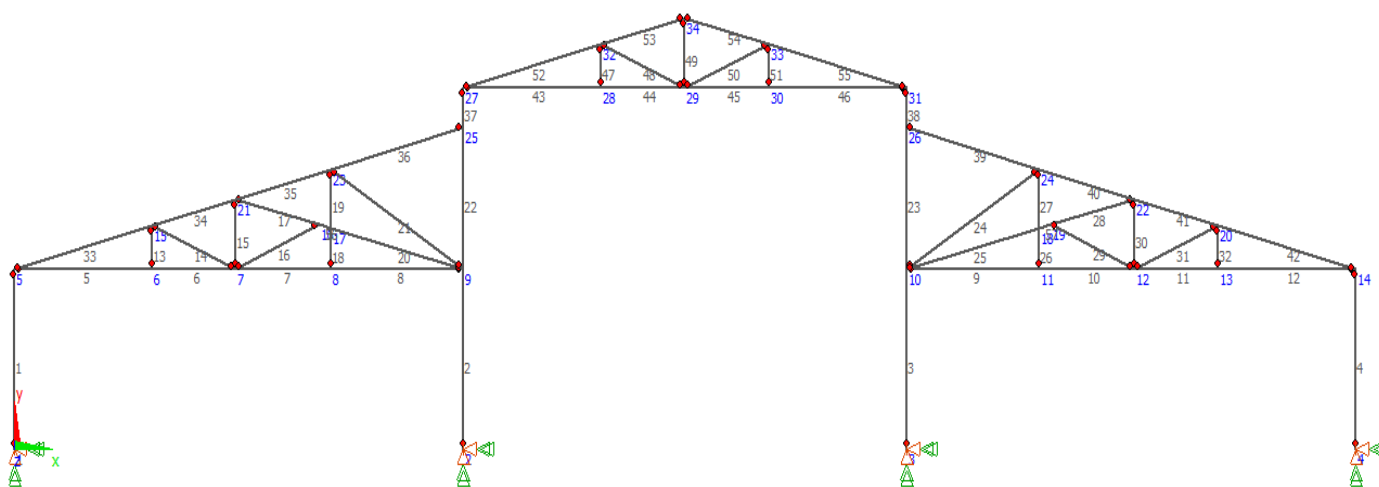
Figura 17 – Dados das Barras



Fonte: Autor (2017)

Como todas as barras e nós da estrutura geradas, foi necessário informar os tipos de apoio existentes no pórtico. Foi considerado que todos os pilares do pórtico estão engastados nas suas bases. O pórtico gerado pelo programa está na Figura 18.

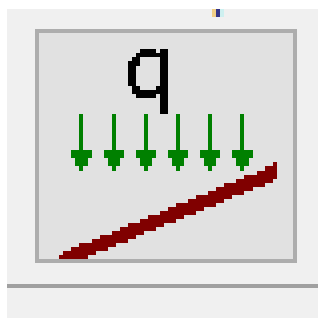
Figura 18 – Pórtico da Edificação Gerado pelo Gestrut



Fonte: Autor (2017)

Com o pórtico todo gerado, foi possível inserir os carregamentos na estrutura. O Gestrut permite ao usuário inserir os carregamentos como forças concentradas nos nós e concentradas e/ou distribuídas nas barras. O aluno achou mais fácil e prático inserir os carregamentos como ações distribuídas nas barras, como já haviam sido calculadas anteriormente. Os carregamentos inseridos foram o permanente, devido ao peso próprio da estrutura, que possui valor de 2,52 kN/m e o devido à sobrecarga que possui valor de 0,31 kN/m. Esses dois carregamentos foram inseridos no programa como ações atuantes na direção vertical, como pode ser visto na Figura 19, em todos os banzos superiores inclinados do pórtico, de acordo com a Figura 19 nas barras, 33, 34, 35, 36, 39, 40, 41, 42, 52, 53, 54 e 55.

Figura 19 – Forma como as ações foram inseridas atuando nas barras inclinadas no programa Gestrut



Fonte: GESTRUT (2017)

Com os carregamentos e informações de todas as barras e nós foi finalmente possível verificar o dimensionamento do pórtico da estrutura.

6.3 Aplicação das Combinações

Antes da aplicação das combinações de carregamento para verificação da estrutura, ainda foi necessário informar algumas informações relevantes para o correto dimensionamento da estrutura, como os fatores de combinação e utilização, e o fator de fluência. O fator de combinação foi considerado de acordo com ANEXO D, e o estabelecimento analisado foi adotado como sendo um local de elevada concentração de pessoas. Já o coeficiente de fluência foi adotado de acordo com a Tabela 10. A classe de carregamento foi considerada como permanente e a classe de umidade considerada como 1. Os resultados inseridos no programa estão mostrados na Figura 20.

Tabela 10 – Coeficiente de Fluência

Classes de carregamento	Classes de umidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
Permanente ou de longa duração	0,8	2,0
Média duração	0,3	1,0
Curta duração	0,1	0,5

Fonte: ABNT NBR 7190 :1997

Figura 20 – Informações adicionais para o dimensionamento no Gestrut

The screenshot shows the 'Dimensionamento' (Sizing) tab in the Gestrut software. The interface is divided into several sections:

- Formatos**: Includes tabs for 'Formatos', 'Gráficos', 'Nós e barras', 'Dimensionamento', and 'Mais'.
- Madeiras**: A section for wood material properties.
 - Dicotiledônea**: A dropdown menu set to 'C40'.
 - Fator de combinação ψ** : A section with three dropdown menus for (0), (1), and (2), set to 0.7, 0.6, and 0.4 respectively. A note indicates 'Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos, ou de elevadas concentrações de pessoas'.
 - Kmod = 0.560**: A text field for the modification factor.
 - γ_g γ_q** : Two dropdown menus for partial factors, set to 1.0 and 0.8 respectively.
 - Φ (fluência)**: A dropdown menu set to 0.8.
 - Parcela de força atribuída a Ng (%) (estimativa ABNT NBR 7190:1997)**: A text field set to 60.
- Direção**: A section with three radio buttons for 'X e Y', 'X', and 'Y', with 'X e Y' selected.
- Mostra detalhes**: A section with two radio buttons for 'sim' and 'não', with 'não' selected.
- Norma**: A section with two radio buttons for 'Nova' and '1997', with '1997' selected.
- Tipo Madeira**: A section with two radio buttons for 'serrada' and 'laminada', with 'serrada' selected.

Fonte: Autor (2017)

Com essas informações adicionadas no programa, foi finalmente possível aplicar as combinações de carregamento no pórtico da estrutura. Foram aplicadas duas combinações. Uma combinação para o Estado Limite Último, para verificar o dimensionamento de cada uma das barras. E outra combinação para o Estado Limite de Utilização (Serviço) para verificar os deslocamentos verticais e cada um dos nós, com ênfase nos nós dos meios dos vãos das treliças, pois são os mais críticos.

6.3.1 Estado Limite Último

Para o ELU, a fórmula da combinação utilizada foi a da Equação 3. Como a ação do vento foi desprezada, não foi necessário aplicar a Equação 4. O fator de combinação adotado foi o mostrado na Figura 20. Já para os coeficientes de ponderação, para os dois carregamentos, peso próprio e sobrecarga, foi adotado 1,4. Assim, a equação de carregamento informada ao programa foi $1.4(G+Q)$.

Com a equação finalmente informada, foi possível aplicar a mesma na estrutura e verificar o dimensionamento. O Gestrut gera um relatório com informações de todas as barras. Neste relatório, são mostradas informações como índice de aproveitamento da seção transversal da barra e estabilidade em X e Y. Se a barra apresentar seções insuficientes para os esforços atuantes, também são apresentadas informações relacionadas ao índice de esbeltez (peças comprimidas), ou

se a barra tem força atuante superior à força crítica de Euler (FE). O relatório para as barras do pórtico do estabelecimento, está no APÊNDICE B.

6. 3. 2 Estado Limite de Utilização (Serviço)

Para o ELS, a fórmula da combinação utilizada foi a da Equação 5. O fator de combinação adotado foi o mostrado na Figura 20. Já para os coeficientes de ponderação, para o peso próprio foi considerado 1 e para sobrecarga, foi adotado 0,4. Assim a equação de carregamento informada ao programa foi $G+0,4Q$.

Com a equação finalmente informada, foi possível aplicá-la na estrutura e verificar a deformação para todos os nós. O Gestrut calcula os deslocamentos de todos com os nós e os compara com o valor máximo de deslocamento adotado por norma ($L/200$) para vãos livres. Esse valor de L é informado pelo usuário, no caso do pórtico analisado, foi adotado $L=7,80$ m, por ser o maior dos 3 vãos livres. Assim se obtém um valor limite mais crítico, o valor dos deslocamentos de cada um dos nós está no APÊNDICE C.

7 Análise dos Resultados

Com o relatório sobre o índice de aproveitamento das barras e de deslocamentos obtidos, foi possível finalmente analisar cada umas barras constituintes do pórtico da estrutura.

As barras 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 43, 44, 45 e 46 são todas pertencentes aos banzos inferiores que são tracionadas. Os banzos da treliça central (43, 44, 45 e 46) são as que apresentam os maiores índices aproveitamento da seção transversal de todas essas barras. Todas essas barras estão verificadas e suportam os esforços atuantes, apesar de apresentarem índices de aproveitamento consideráveis (em torno de 0,630), assim suas dimensões são coerentes com as ações aplicadas.

Enquanto as barras referentes aos montantes centrais de peça única (15, 30 e 49) também são tracionadas e apresentam um baixíssimo índice de aproveitamento (0,100), mostrando que suas

dimensões adotadas foram um tanto quanto exageradas. Do mesmo modo, os montantes constituintes por peças de seção dupla (13, 18, 26, 32, 47, 51) também apresentam índices de aproveitamento relativamente baixos estão superdimensionadas para os esforços atuantes.

As barras diagonais comprimidas 14, 17, 28, 31, 48 e 50 apresentaram baixíssimos índices de aproveitamento, e consideráveis valores, porém não são preocupados, para a estabilidade em x e y. Logo, para essas barras as dimensões adotadas foram também exageradas.

Enquanto as barras diagonais 16 e 29 e os montantes 19 e 27 são barras que possuem baixíssimos valores de índice de aproveitamento assim como de estabilidade em x e y. Essas peças também poderiam possuir dimensões menores do que possuem na realidade.

Já para os banzos superiores, as barras 34, 35, 40, 41, 53 e 54 são todas comprimidas e apresentam problemas de estabilidade, quando ao índice de aproveitamento para verificação da estabilidade na direção y que atinge o valor 1,593. Nota-se que a verificação da condição de resistência das barras chega a 0,789, portanto dentro dos limites, o problema dessas barras está basicamente na estabilidade em y.

Os banzos superiores 36 e 49 e as diagonais 20 e 25 são barras comprimidas que apresentaram problema com relação ao elevadíssimo índice de esbeltez ($\lambda = 163 > 140$). Esses valores são maiores que o máximo admitimos por norma. Esse elevado índice de esbeltez se deve ao grande comprimento de flambagem dessas peças, as dimensões das seções transversais dessas barras (5×15) cm, já é uma das maiores dimensões encontradas comercialmente, assim uma alternativa viável seria adicionar travamentos nessas barras para diminuir esse alto comprimento de flambagem.

Para as diagonais 21 e 24, e para as barras do banzo superior mais “externas” das treliças, 33, 42, 52 e 55 foi verificado que as tensões atuantes nessas barras são maiores que a tensão crítica de Euler. Portanto essas barras devem ser reforçadas, por aumento do aumento da seção transversal.

Pelo relatório dos deslocamentos, foi possível verificar que o nó da flecha, como esperado, é o 29 que se localiza no meio do vão central. O deslocamento nesse nó foi de 2,45 cm enquanto o maior deslocamento possível é de (L/200) 3,85 cm. Assim, o pórtico do estabelecimento foi verificado para o estado limite de serviço.

8 Considerações finais

Com o objetivo de verificar o dimensionamento da treliça da cobertura de um estabelecimento comercial localizado na cidade de Uberlândia, constatou-se que são inúmeras variáveis que necessitam ser consideradas para uma verificação mais condizente com a realidade da estrutura possível. Entre esses fatores pode se citar, verificação das ligações metálicas, um estudo da ação do vento mais aprofundado e dos contraventamentos.

Diante dos estudos realizados, apesar da flecha ser aceitável e de boa parte das peças apresentarem bons resultados, algumas diagonais e banzos superiores dessa cobertura não suportam os esforços de compressão atuantes devido à ausência de travamentos horizontais. Assim seria necessário para o aceitável funcionamento da estrutura a inclusão de contraventamentos laterais de forma a garantir a estabilidade do sistema. Observa-se que as seções transversais são suficientes em relação à solicitação da força axial para a condição de verificação da resistência mecânica. O problema é claramente vinculado à perda de estabilidade.

Assim, ficou claro a necessidade de se fazer um telhado com um projeto para a estrutura principal e seguindo rigorosamente os critérios de dimensionamento impostos por norma. Com um dimensionamento criterioso, não haverá o risco de ruína, não haverá peças superdimensionadas e ainda a estrutura não apresentará deslocamentos exagerados.

As conclusões apresentadas condizem com o visual da estrutura em funcionamento, ou seja, são visíveis deslocamentos transversais associados à perda de estabilidade no plano horizontal. Deverá ser dado o alerta ao proprietário, recomendando-se aumentar a quantidade de contraventamentos laterais nas peças dos banzos superiores.

Como recomendações para estudos futuros, seria interessante a análise de diferentes telhados com a estrutura principal, de madeira, e até deste mesmo, levando em conta as ligações metálicas da estrutura assim como os contraventamentos.

REFERÊNCIAS

ARBORIZAR. Eucalipto. Disponível em :<<http://www.arborizar.com>> Acesso em: 05 jun. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190**: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14087**: Peças de madeira serrada - Dimensões. Rio de Janeiro, 2002.

CALIL JR., C.; DIAS, A.A. **A utilização de madeira em construções rurais**. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v. 1, n. 1, set/dez.1997.

CALIL JR., C.; LAHR, F.A.R.; DIAS, A.A. **Dimensionamento de elementos estruturais de madeira**. Barueri: Manole, 2003.

CALIL JUNIOR.; C.; MOLINA, J.C. **Coberturas em estruturas de madeira**: exemplos de cálculo. 1. ed. São Paulo: Pini, 2010

CULTURA MIX. Telhados de Madeira. Disponível em: <<http://imoveis.culturamix.com> > Acesso em: 06 jun. 2017.

GESUALDO, F.A.R. **Estruturas de madeira**. Uberlândia: UFU – Universidade Federal de Uberlândia, 1999. (Apostila – Notas de aula).

GESTRUT. Manual para uso computacional do programa Gestrut. Disponível em: <<http://www.feciv.ufu.br/conteudo/area-do-prof-francisco-programas-computacionais-gestrut-gestrwood-scripts-para-ansys-etc>>. Acesso em: 05 jun. 2017

LOGDOSN, N. B. **Estruturas de madeira para coberturas sob a ótica da NBR 7190/1997**. Faculdade de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Mato Grosso. Cuiabá, MT. 2002.

MEIA COLHER. Diferença entre trama ripa caibro <<http://www.meiacolher.com>>. Disponível em: <<http://www.telhagrilljundiai.com.br>>. Acesso em: 05 jun. 2017.

MOLITERNO, A. **Caderno de projetos de telhados em estruturas de madeira**. Revisão de Reyolando M. L. R. da Fonseca Brasil. 4.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2010.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de madeira**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2003.

TELHA GRILL JUNDIAÍ. Produtos Telha Colonial. Disponível em: <<http://www.telhagrilljundiai.com.br>>. Acesso em: 05 jun. 2017.

TELHA NORTE. Trena eletrônica. Disponível em: <<http://www.telhanorte.com.br>> Acesso em: 05 jun. 2017.

ANEXO A - Classes de resistência de conífera e dicotiledôneas definidas pela ABNT NBR 7190: 1997

Classes de resistência das coníferas

Coníferas					
(Valores na condição-padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{cdk} MPa	f_{vk} MPa	$E_{cd,m}$ MPa	$P_{bas,m}$ kg/m ³	$P_{acorente}$ kg/m ³
C 20	20	4	3 500	400	500
C 25	25	5	8 500	450	550
C 30	30	6	14 500	500	600

Classes de resistência das dicotiledôneas

Dicotiledôneas					
(Valores na condição-padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{cdk} MPa	f_{vk} MPa	$E_{cd,m}$ MPa	$P_{bas,m}$ kg/m ³	$P_{acorente}$ kg/m ³
C 20	20	4	9 500	500	650
C 30	30	5	14 500	650	800
C 40	40	6	19 500	750	950
C 60	60	8	24 500	800	1 000

ANEXO B – Valores de K1, K2 e K3 definidos pela ABNT NBR 7190: 1997

- Valores de $k_{mod,1}$

Classes de carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
Permanente	0,60	0,30
Longa duração	0,70	0,45
Média duração	0,80	0,65
Curta duração	0,90	0,90
Instantânea	1,10	1,10

- Valores de $k_{mod,2}$

Classes de umidade	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
(1) e (2)	1,0	1,0
(3) e (4)	0,8	0,9

O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,3}$ leva em conta se a madeira é de primeira ou segunda categoria. No caso de madeira de segunda categoria, admite-se $k_{mod,3} = 0,8$, e no caso de primeira categoria, $k_{mod,3} = 1,0$.

ANEXO C - Coeficientes de ponderação usados para cálculo das ações definidos pela ABNT NBR 7190: 1997

- Ações permanentes de pequena variabilidade (γ_p ou γ_G)

Combinações	Efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,3	1
Especiais ou de Construção	1,2	1
Excepcionais	1,1	1

- Ações permanentes de grande variabilidade (γ_E ou γ_Q)

Combinações	Efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,4	0,9
Especiais ou de Construção	1,3	0,9
Excepcionais	1,2	0,9

- Ações permanentes indiretas (γ_L)

Combinações	Efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,2	0
Especiais ou de Construção	1,2	0
Excepcionais	0	0

- Ações permanentes variáveis (γ_1 ou γ_Q)

Combinações	Ações variáveis em geral incluídas as solicitações acidentais móveis	Efeitos da temperatura
	γ_1 ou γ_Q	(γ_E)
Normais	1,4	1,2
Especiais ou de Construção	1,2	1,0
Excepcionais	1,0	0

ANEXO D - Fatores de Combinação e utilização definidos pela ABNT NBR 7190: 1997

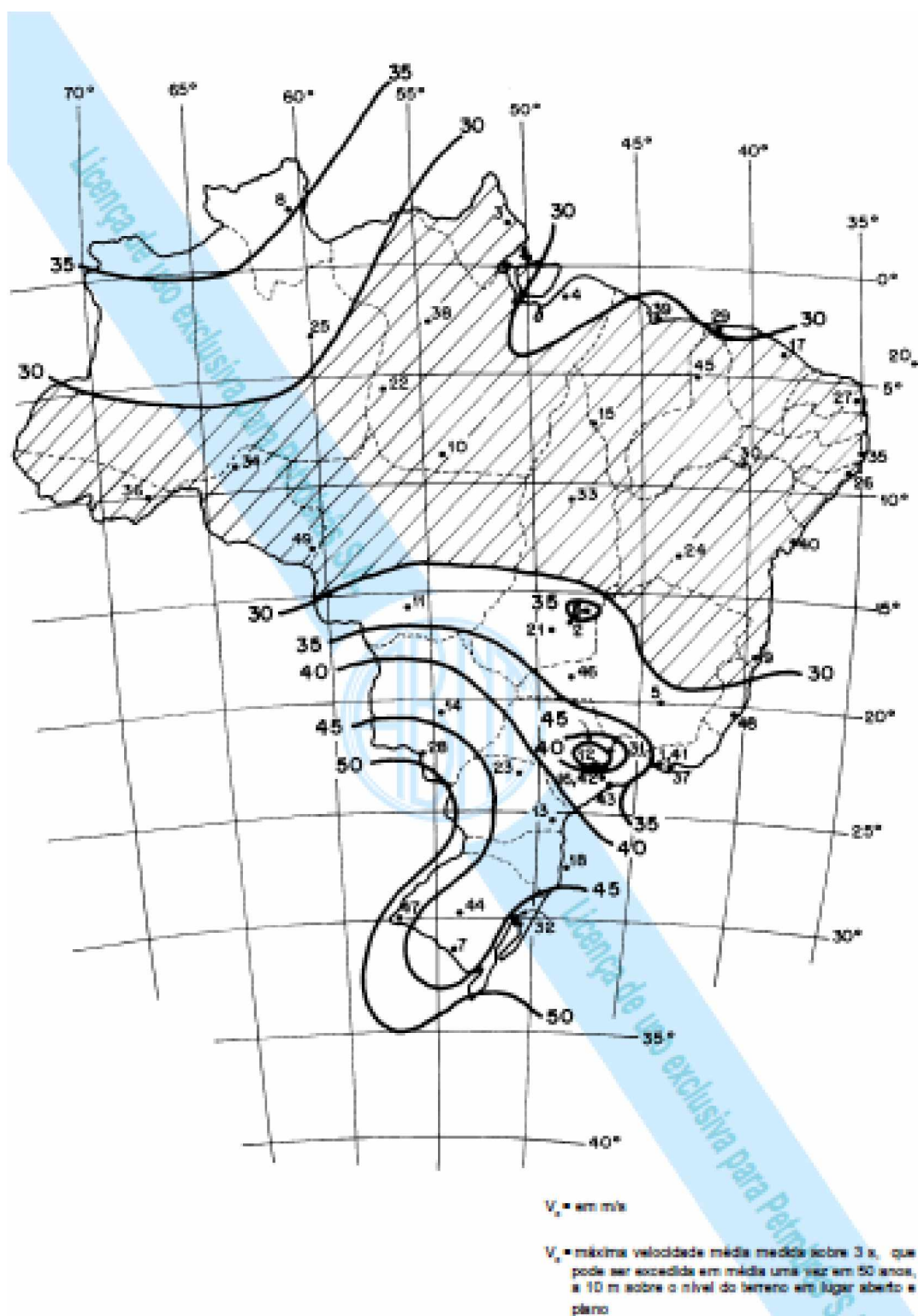
Ações em estruturas correntes	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento	0,5	0,2	0
Cargas acidentais dos edifícios	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
- Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2 ¹⁾
- Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2 ¹⁾
- Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas)	0,8	0,6	0,4 ¹⁾
1) Admite-se $\psi_2 = 0$ quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico.			

ANEXO E - Dimensões das peças de madeira serrada definidas pela ABNT NBR 14807: 2002

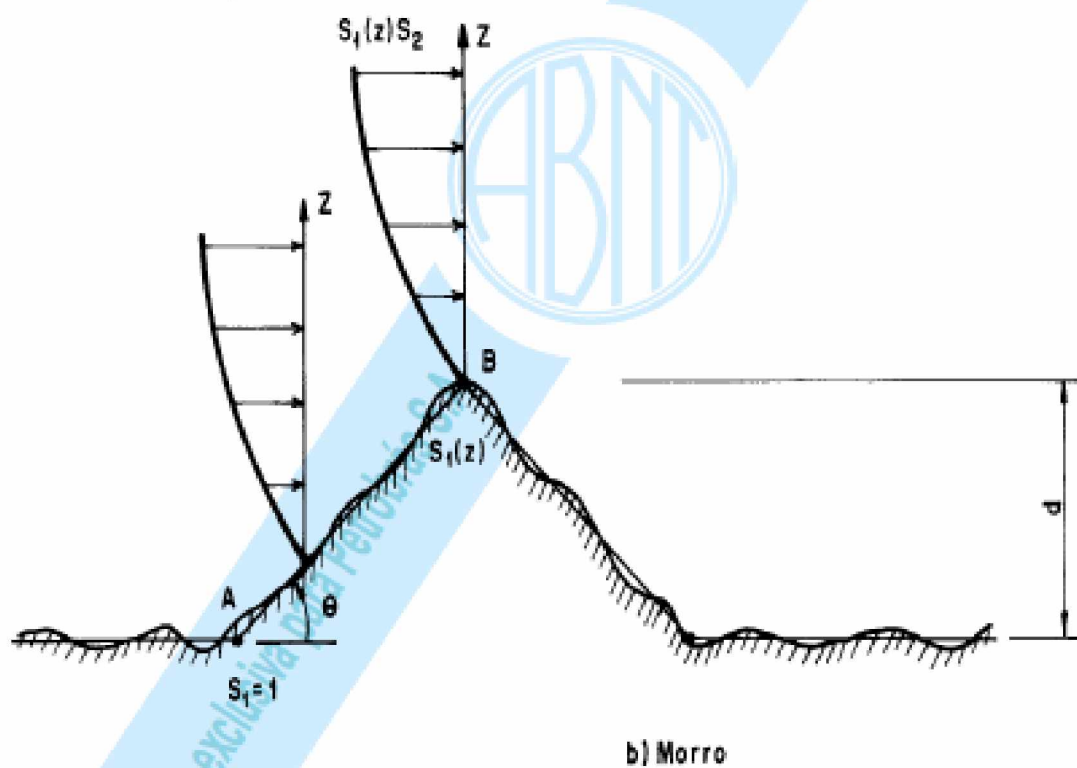
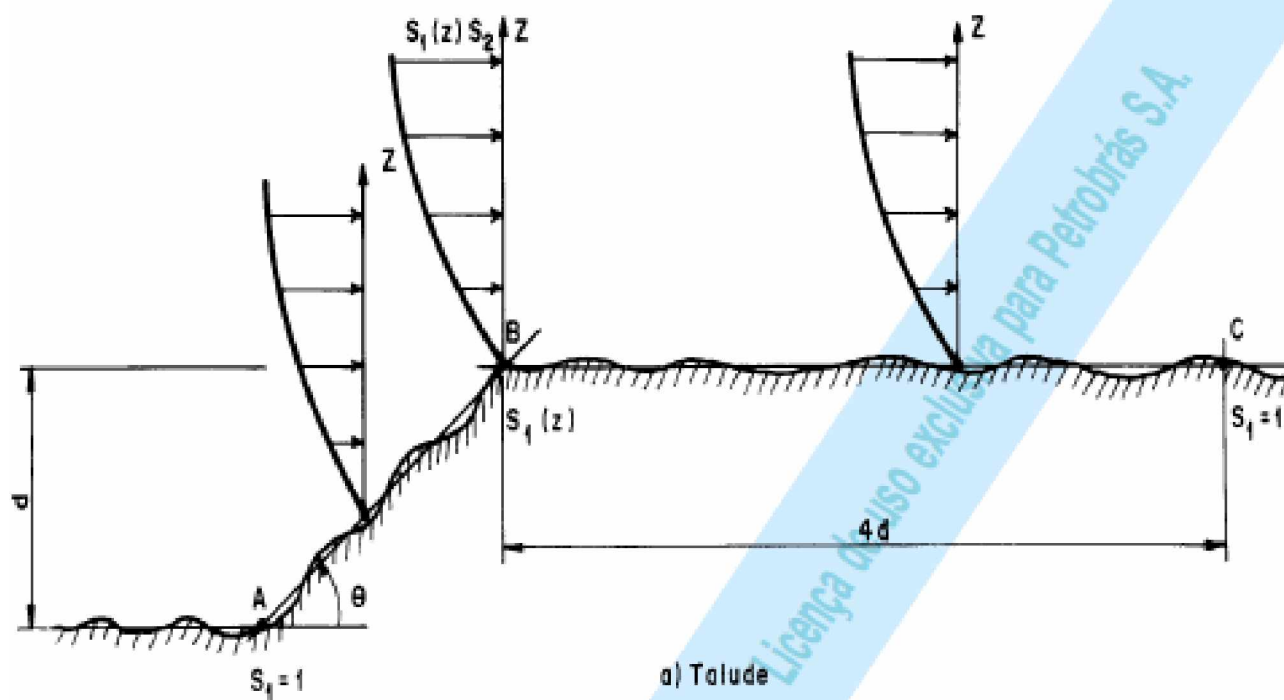
Tabela 1 - Dimensões das peças de madeira serrada

Dimensões em milímetros

Nome da peça	Espessura	Largura
Pranchão	De 71 a 161	161 e acima
Prancha	De 39 a 70	161 e acima
Pranchinha	38	100 e acima
Viga	De 40 a 80	De 81 a 160
Caibro	De 40 a 80	De 50 a 80
Tábua	De 10 a 37	100 e acima
Sarrafo	De 21 a 39	De 20 a 99
Ripa	De 10 a 20	De 20 a 50
Ripão	De 15 a 20	De 51 a 70
Pontalete	De 70 a 80	De 70 a 80
Quadrado	25	25
Quadrado	Lado: 100 e acima	
NOTAS		
1 Para os efeitos de utilização desta tabela, as casas decimais, porventura obtidas nas medidas, devem ser desprezadas.		
2 Um pontalete é sempre de seção quadrada.		

ANEXO F - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) definida pela ABNT NBR 14807: 2002

ANEXO G - Fator topográfico S1 definido pela ABNT NBR 14807: 2002



ANEXO H - Fator S2 definido pela ABNT NBR 14807: 2002

Tabela 2 - Fator S_z

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

ANEXO I - Fator S3 definido pela ABNT NBR 14807: 2002

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

ANEXO J - Coeficientes de pressão e forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, de edificações de planta retangular definidos pela ABNT NBR 14807: 2002.

Tabela 5 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular

Altura relativa	H	Valores de C_{pe} para				C_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$ W		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	DH	EG	FH				
	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	—
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4	-1,4	-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	—
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,6	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,6				
	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	—
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,9	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,9	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	45°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7				
	60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				



Notas: a) O coeficiente de forma C_{pe} na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente.

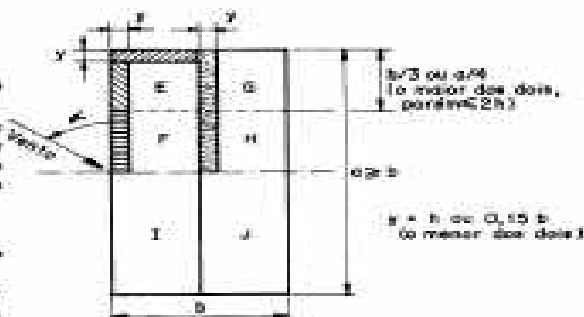
b) Nas partes em torno de partes de edificações salientes ao telhado (chimnês, reservatório, torres, etc.), deve ser considerado um coeficiente de forma $C_{pe} = 1,2$ até uma distância igual à metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta.

c) Na cobertura de lanternas, C_{pe} médio = -2,0.

d) Para vento a 0°, nas partes I e J o coeficiente de forma C_{pe} tem os seguintes valores:

a/b = 1: mesmo valor das partes F e H; a/b ≥ 2: $C_{pe} = -0,2$.

Interpolar linearmente para valores intermediários de a/b.



APÊNDICE A – Informações de cada uma das barras

Barra	Nó Inicial	Nó Final	Tipo de Seção	ST (m)
1	1	5	Circular	0,25
2	2	9	Circular	0,25
3	3	10	Circular	0,25
4	4	14	Circular	0,25
5	5	6	Retangular	0,5×0,15
6	6	7	Retangular	0,5×0,15
7	7	8	Retangular	0,5×0,15
8	8	9	Retangular	0,5×0,15
9	10	11	Retangular	0,5×0,15
10	11	12	Retangular	0,5×0,15
11	12	13	Retangular	0,5×0,15
12	13	14	Retangular	0,5×0,15
13	6	15	Dupla	0,25×0,15×0,5
14	15	7	Retangular	0,5×0,10
15	7	21	Retangular	0,5×0,15
16	7	16	Retangular	0,5×0,10
17	21	16	Retangular	0,5×0,15
18	8	17	Dupla	0,25×0,15×0,5
19	17	23	Dupla	0,25×0,15×0,5
20	17	9	Retangular	0,5×0,15
21	23	9	Retangular	0,5×0,10
22	9	25	Circular	0,25
23	10	26	Circular	0,25
24	10	24	Retangular	0,5×0,10
25	10	18	Retangular	0,5×0,15
26	11	18	Dupla	0,25×0,15×0,5
27	18	24	Dupla	0,25×0,15×0,5
28	19	22	Retangular	0,5×0,15
29	19	12	Retangular	0,5×0,10
30	12	22	Retangular	0,5×0,15
31	12	20	Retangular	0,5×0,10
32	13	20	Dupla	0,25×0,15×0,5
33	5	15	Retangular	0,5×0,15
34	15	21	Retangular	0,5×0,15
35	21	23	Retangular	0,5×0,15
36	23	25	Retangular	0,5×0,15
37	25	27	Circular	0,25
38	26	31	Circular	0,25

39	26	24	Retangular	0,5×0,15
40	24	22	Retangular	0,5×0,15
41	22	20	Retangular	0,5×0,15
42	20	14	Retangular	0,5×0,15
43	27	28	Retangular	0,5×0,15
44	28	29	Retangular	0,5×0,15
45	29	30	Retangular	0,5×0,15
46	30	31	Retangular	0,5×0,15
47	28	32	Dupla	0,25×0,15×0,5
48	32	29	Retangular	0,5×0,10
49	29	34	Retangular	0,5×0,15
50	29	33	Retangular	0,5×0,10
51	30	33	Dupla	0,25×0,15×0,5
52	27	32	Retangular	0,5×0,15
53	32	34	Retangular	0,5×0,15
54	34	33	Retangular	0,5×0,15
55	33	31	Retangular	0,5×0,15
56	16	17	Retangular	0,5×0,15
57	18	19	Retangular	0,5×0,15

APÊNDICE B- Relatório de dimensionamento das barras gerado pelo Gestrut

Combinação de carregamento: 1.4(G+Q)				
Índice de aproveitamento da seção transversal				
Barra	Resistência	Estabilidade X	Estabilidade Y	Observação
1	Barra de seção transversal (CIRCUL 25.4) não qualificada.			
2	Barra de seção transversal (CIRCUL 25.4) não qualificada.			
3	Barra de seção transversal (CIRCUL 25.4) não qualificada.			
4	Barra de seção transversal (CIRCUL 25.4) não qualificada.			
5	0,628	0,000	0,000	(+)
6	0,628	0,000	0,000	(+)
7	0,258	0,000	0,000	(+)
8	0,25	0,000	0,000	(+)
9	0,249	0,000	0,000	(+)
10	0,257	0,000	0,000	(+)
11	0,628	0,000	0,000	(+)
12	0,628	0,000	0,000	(+)
13	0	0,000	0,054	(m=1)
14	0,027	0,255	0,431	---
15	0,019	0,000	0,000	(+)
16	0,114	0,000	0,000	(+)
17	0,114	0,114	0,349	---
18	0,121	0,121	0,015	(m=1)
19	0,122	0,000	0,000	(+)
20	0,046	0,096	0,143	Lambda Y (164.0) > 140
21	0,067	> 1	> 1	Nd > FE (20,72 > 15,63)
22	Barra de seção transversal (CIRCUL 25.4) não qualificada.			
23	Barra de seção transversal (CIRCUL 25.4) não qualificada.			
24	0,067	> 1	> 1	Nd > FE (20,72 > 15,63)
25	0,048	0,098	0,146	Lambda Y (164.0) > 140
26	0,114	0,114	0,014	(m=1)
27	0,117	0,000	0,000	(+)
28	0,133	0,133	0,368	---
29	0,115	0,000	0,000	(+)
30	0,019	0,000	0,000	(+)
31	0,027	0,255	0,432	---
32	0	0	0,054	(m=1)
33	0,612	> 1	> 1	Nd > FE (46,16 > 27,52)
34	0,543	0,543	1,593	---
35	0,767	0,767	1,227	---
36	0,741	0,759	0,766	Lambda Y (164,3) > 140
37	Barra de seção transversal (CIRCUL 25.4) não qualificada.			
38	Barra de seção transversal (CIRCUL 25.4) não qualificada.			

39	0,742	0,760	0,767	Lambda Y (164,3) > 140
40	0,768	0,768	1,227	---
41	0,543	0,543	1,592	---
42	0,613	> 1	> 1	Nd > FE (46,16 > 27,52)
43	0,632	0,000	0,000	(+)
44	0,632	0,000	0,000	(+)
45	0,632	0,000	0,000	(+)
46	0,632	0,000	0,000	(+)
47	0,000	0,000	0,065	(m=1)
48	0,027	0,254	0,428	---
49	0,097	0	0,000	(+)
50	0,027	0,254	0,428	---
51	0,000	0	0,065	(m=1)
52	0,619	> 1	> 1	Nd > FE (45,34 > 27,52)
53	0,551	0,551	1,538	---
54	0,551	0,551	1,538	---
55	0,619	> 1	> 1	Nd > FE (45,34 > 27,52)
56	0,257	0,257	0,257	---
57	0,238	0,238	0,238	---
Max.	0,768	0,768	1,593	

APÊNDICE C- Relatório dos deslocamentos dos nós gerado pelo Gestrut

nó	x [m]	y [m]	z [m]
1	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000
5	-0.00151	-0.00466	0.00000
6	-0.00065	-0.01466	0.00000
7	-0.00014	-0.01447	0.00000
8	0.00018	-0.01325	0.00000
9	0.00059	-0.00926	0.00000
10	-0.00059	-0.00926	0.00000
11	-0.00018	-0.01325	0.00000
12	0.00013	-0.01449	0.00000
13	0.00065	-0.01467	0.00000
14	0.00151	-0.00466	0.00000
15	0.00006	-0.01467	0.00000
16	-0.00035	-0.01351	0.00000
17	-0.00029	-0.01325	0.00000
18	0.00029	-0.01325	0.00000
19	0.00035	-0.01353	0.00000
20	-0.00006	-0.01468	0.00000
21	-0.00041	-0.01445	0.00000
22	0.00040	-0.01447	0.00000

23	-0.00098	-0.01322	0.00000
24	0.00098	-0.01322	0.00000
25	-0.00087	-0.01369	0.00000
26	0.00087	-0.01369	0.00000
27	-0.00135	-0.01374	0.00000
28	-0.00051	-0.02428	0.00000
29	0.00000	-0.02452	0.00000
30	0.00051	-0.02428	0.00000
31	0.00135	-0.01374	0.00000
32	0.00037	-0.02428	0.00000
33	-0.00037	-0.02428	0.00000
34	0.00000	-0.02443	0.00000
Max	0.00151	0.00000	0.00000
Min	-0.00151	-0.02452	0.00000